



TITLE:

コンピュータネットワークを利用した土地構造物の情報施工に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

庄子, 幹雄

CITATION:

庄子, 幹雄. コンピュータネットワークを利用した土地構造物の情報施工に関する研究. 京都大学, 1988, 工学博士

ISSUE DATE:

1988-07-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r6614>

RIGHT:

コンピュータネットワークを利用した
土構造物の情報施工に関する研究

昭和 63 年 3 月

庄子幹雄

コンピュータネットワークを利用した 土構造物の情報施工に関する研究

昭和 63 年 3 月

庄子 幹 雄

緒言	1
参考文献	7
第1編 施工手順を考慮した土構造物の挙動予測解析に関する研究	9
第1章 序論	10
参考文献	14
第2章 簡易予測解析法の現状と評価	15
2-1 概説	15
2-2 土構造物挙動解析に関する従来の研究	17
2-2-1 盛土	
2-2-2 土留	
2-2-3 シールドトンネル	
2-2-4 FEM	
2-3 土構造物の挙動事例	26
2-3-1 現場-1(試験盛土工事)	
2-3-2 現場-2(試験盛土工事)	
2-3-3 現場-3(試験盛土工事)	
2-3-4 現場-4(造成工事)	
2-3-5 現場-5(造成工事)	
2-3-6 現場-6(造成工事)	
2-3-7 現場-7(土留め工事)	
2-3-8 現場-8(土留め工事)	
2-3-9 現場-9(掘削土留め工事)	
2-3-10 現場-10(シールドトンネル工事)	
2-3-11 現場-11(シールドトンネル工事)	
2-4 挙動予測に対する各種解析法による解析及び評価	80
2-4-1 盛土基礎地盤の解析	
2-4-2 土留め壁と周辺地盤の解析	
2-4-3 シールドトンネル周辺地盤の解析	
2-4-4 解析結果の検討及び考察	

2-5	まとめ	114
	参考文献	115
第3章	透水を考慮した三次元弾粘塑性FEM解析に関する研究	118
3-1	概説	118
3-2	有効応力概念に基づくFEM解析に関する従来の研究	122
3-3	土の構成モデル	125
3-3-1	土の構成モデルの選択	
3-3-2	関口・太田によるモデルの概念	
3-4	透水を考慮した三次元弾粘塑性FEM解析プログラム(LIMDAC-3D) の開発	133
3-4-1	プログラムの概要	
3-4-2	仮想粘性法の導入	
3-4-3	入力パラメータとその決定法	
3-4-4	解析プログラムの検証	
3-5	解析手法の適用	146
3-5-1	盛土基礎地盤の解析	
3-5-2	土留め壁と周辺地盤の解析	
3-5-3	シールドトンネル周辺地盤の解析	
3-5-4	解析結果の検討及び考察	
3-6	まとめ	170
	参考文献	172
第4章	結論	177
	参考文献	179
第2編	情報施工システムに関する研究	181
第5章	序論	182
	参考文献	184
第6章	従来の計測管理システムに関する研究	185
6-1	概説	185
6-2	計測の目的と項目	187

6-2-1	目的	
6-2-2	計測項目と計測器	
6-3	管理基準	201
6-3-1	土留め壁	
6-3-2	盛土	
6-3-3	シールドトンネル	
6-4	システム構成と要するコスト	209
6-4-1	計測システムの構成と運用	
6-4-2	計測管理システムに要するコスト	
6-5	観測データのフィードバック手法に関する従来の研究	219
6-5-1	簡易計算手法を用いた研究	
6-5-2	FEM逆解析	
6-6	問題点の整理	223
	参考文献	224
第7章	FEM逆解析の施工安全管理への応用に関する研究	229
7-1	概説	229
7-2	最適計測位置決定の検討	231
7-3	二次元弾性圧密逆解析プログラム (BACCHUS) の開発とその応用	238
7-3-1	二次元弾性圧密逆解析プログラム (BACCHUS) の特徴	
7-3-2	現場への適用例	
7-3-3	弾性圧密逆解析結果を用いた弾塑性パラメータの推定	
7-3-4	設計・施工変更検討への応用	
7-4	施工安全管理への応用	288
	参考文献	292
第8章	情報施工システムの構築	294
8-1	概説	294
8-2	計測コストに関する考察	295
8-3	データアキュイジションとインタフェースの構成	299
8-4	コンピュータネットワークの構築と役割	304

8-4-1	ネットワークの構成	
8-4-2	各種コンピュータの役割	
8-4-3	ネットワークの有効性	
参考文献	316
第9章	結論	317
参考文献	319
第3編	大規模計測システムの開発と現場への適用	321
第10章	序論	323
参考文献	325
第11章	土圧計及び間隙水圧計の開発	326
11-1	センサの選択	326
11-2	感圧導電ゴムの特徴	328
11-3	感圧導電ゴムの感圧特性に関する基礎的実験	331
11-3-1	実験の目的及び実験項目	
11-3-2	実験方法	
11-3-3	実験結果及び考察	
11-4	感圧導電ゴムを用いた土圧計及び間隙水圧計の開発	350
11-4-1	土圧計及び間隙水圧計の構造	
11-4-2	土圧計及び間隙水圧計の製作費用	
11-5	感圧導電ゴムを用いた土圧計及び間隙水圧計の室内実験	354
11-5-1	実験の目的及び実験項目	
11-5-2	実験方法	
11-5-3	実験結果及び考察	
参考文献	368
第12章	土圧計及び間隙水圧計の現場への適用	369
12-1	金沢大学角間団地基幹整備造成工事現場における予備実験	369
12-1-1	計測器の設置位置と設置方法	
12-1-2	計測方法	
12-1-3	計測結果及び考察	

12-2	千葉県平川カントリークラブ盛土工事現場への適用	378
12-2-1	計測器の設置位置と設置方法	
12-2-2	計測方法	
12-2-3	計測結果及び考察	
12-3	まとめ	387
第13章	その他の計測器の設計	388
13-1	概説	388
13-2	自動地表面沈下計のシステム設計	389
13-2-1	地表面沈下計に関する考察	
13-2-2	新しい地表面沈下計の設計	
13-3	その他の計測器の構想	395
13-3-1	層別沈下計	
13-3-2	地表面水平変位計	
13-4	コスト	399
	参考文献	401
第14章	測定器のシステム設計	402
14-1	概説	402
14-2	仕様	403
14-3	システム構成及び各部回路設計	407
14-3-1	システム構成	
14-3-2	各回路の設計	
14-4	コスト	422
	参考文献	424
第15章	結論	425
	参考文献	427
結言	429
謝辞	433

緒言

著者は犬山モノレール工事(昭和36年~37年)の設計並びに施工を担当した際、人的損害には至らなかったものの、90余の橋脚基礎の掘削の際、一基礎において崩落を発生させ、地盤条件の変化に伴う解析の難しさ、施工方法の相違を体験し、以来、現場の土の挙動の解析に大きな関心を寄せていた。現在でも一般総合建設業における土工事に関する受注額はかなりの割合(10%程度)を占めているにもかかわらず、1工事ごとの設計変更比率は土工事が圧倒的に多く他の工種に比べ土工事に手戻りが多いという状況は余り解消されていない。このように、土工事に手戻りが多いことの理由を常々考えてきたが、その一因は、設計時における土構造物の挙動予測、すなわち沈下、側方変形等の変位量及び間隙水圧、支持力等の応力量がいまだ的確に把握できないことであろう。

土の挙動予測手法は、コンピュータのめざましい発達と相俟ってFEMを代表として急速な進歩を遂げている。すなわち土特有の挙動を表現する土の構成モデルとして弾性モデルだけでなく、Cam-Clayモデル[Roscoe、Schofield and Thurairajah(1963)]や関口・太田によるモデル[Sekiguchi and Ohta(1977)]に代表される弾塑性論あるいは弾・粘塑性論に基づくモデルが提案されている。これらの構成モデルを取り入れ、かつ実地盤の現象として見られる部分排水状態下の挙動を予測できる変形・浸透流連成解析がChristian(1968)、Sandhu and Wilson(1969)、Shoji and Matsumoto(1976)、を皮切りに、赤井・田村(1976)、Iizuka and Ohta(1987)等によって行われ、より現実の地盤の挙動を表現する解析が可能になっている。しかしながら、これらの予測解析手法ですら、計算時間や計算機容量の面から現実の三次元状態を二次元状態に置き換えることによる誤差や極限状態の解に安定性を欠くという数値計算手法の問題、さらに有限の要素分割によるモデル化では表現しきれない地盤の不均一性や数式による基礎方程式では表現しきれない多種多様の不確定要因等があり、これらのことが原因となって現場の土の挙動を事前に完全に予測することが困難となっている。

このような予測と実際のギャップを埋め合わせるのが情報施工という工学的手法で、この考えの原点はTerzaghi and Peck(1948)が提唱したObservational Procedure(現場計測工法)である。日本でも、日本道路公団(1965)によって名神高速道路盛土建設時に現場計測工法が取り入れられて以来、その必要性が認識されつ

つあり、現場計測データを利用して盛土の安定管理を行う方法[例えば松尾・川村(1975)]も提案されている。さらに近年では、Arai, Ohta and Yasui (1983) らが現場計測値から土質パラメータを逆算する手法を開発した。それによって、逆算した土質パラメータを次工程の挙動予測に役立てて、より精度のよい予測を行うという計測データのフィードバック手法が提案されている。しかしながらこのフィードバック手法を用いた情報施工も、挙動予測解析や土質パラメータの逆算を行う大型コンピュータと、現場での自動計測に用いられる小型コンピュータとがオンライン化されていないために、リアルタイムにフィードバック手法を利用しにくいことや、フィードバック手法そのものが地盤を弾性体と仮定している場合が多いため、土構造物の崩壊という極限状態を見通した現場の安全性指標が確立していないこと、現場技術者にもわかり易い施工安全管理フローが確立されていないこと等が、計測器や測定器に要するコストが高いということと相俟って、広く一般の現場に普及しているとはいえない。

以上のような現況下において、本研究の目標は土構造物の工事を安全かつ迅速に、そして経済的に施工することによってコスト低減に伴う利益向上と社会の繁栄を希求するものである。具体的にはコンピュータネットワークを利用した高度の情報施工を現場に定着させることである。このため、大型高速コンピュータからポケットコンピュータに至るまでコンピュータが果たす役割は非常に大きく、著者が昭和38年以来携わってきたコンピュータ利用技術の開発及び建設業におけるコンピュータの役割分担を明確にさせたコンピュータ行政の成果を本研究に結実させている。特に現場のマイクロコンピュータから本支店のコンピュータネットワークを通じて本店あるいは支店のコンピュータがあらゆる情報を処理するシステムを構築することによって、業務品質の向上と合理化を図ることは著者の長年の夢であった。

本研究の研究手順は、まず現況の土構造物の挙動予測解析手法について整理し、多数の施工現場で観測された実際挙動と各予測解析値とを比較することによって各々の解析手法の問題点を明らかにすると共に、問題点をできるだけ少なくした新しい解析手法を提案し、同時にその適用性についても調べる。次に、施工中の計測管理システム(情報化施工システム)の現状と計測によって得られる土構造物

の挙動から次工程の挙動をどのように推定し、どのような基準に基づいてアクションをとっているかの現況を調査する。その結果得られる問題点を明らかにすると共に、その問題点を解決するためのフィードバック手法とアクションの基準及びフィードバック経路(コンピュータネットワーク)について新しい開発と提案を行う。最後に、現場の挙動を把握する最先端にある計測器と計測システムについての問題点も検討し、新しい計測器の開発も行う。

上の研究手順を受けて、本論文の構成は大きく分けて三編からなる。第1編は施工手順を考慮した土構造物の挙動予測解析に関する研究について取りまとめている。すなわち、第2章では、従来設計時にしばしば用いられる予測解析法について調査するとともに、各予測法が実測値と比較してどの程度まで予測が可能かについて、盛土工事6現場、土留め工事3現場、シールド工事2現場(計測現場)を対象に検討を行っている。第3章では、現在の地盤解析手法を分類・整理するとともに第2章での研究成果に基づいて、弾・粘塑性構成式を用いた透水を考慮した有効応力解析がより実際に近い解析であるとしている。さらに、これに仮想粘性を導入することにより、初期応力状態から極限状態まで精度よく追跡できることを示す[庄子・松本・太田・飯塚(1987)、Shoji, Matsumoto, Morikawa, Ohta and Iizuka(1988)]とともに、上で述べた11現場のうち代表的な4現場に適用し、その実用性を検証している。本章では、また、この解析に必要な入力パラメータのうち特に有機質土については事前に正しく推定するのが難しいことも指摘している。

第2編では、情報施工システムに関する研究について述べている。本編は、第1編において、いかに高度な解析手法をもってしても、入力パラメータ、自然条件、境界条件などの曖昧さ、不確実さのため、事前に土構造物の挙動を完全に予測することは不可能であるという結論を受けて実施したもので、第6章では従来の計測管理システムに関する調査を行い、問題点の整理を行っている。第7章では、現場計測の施工安全管理へのフィードバック手法として二次元弾性圧密FEM逆解析を柱として、これを効率的に行うために準ニュートン法のBFGS公式を用いることを提案するとともに、感度解析的な手法を用いて計測点の配置計画について検討している[Shoji, Ohta, Arai, Matsumoto and Takahashi(投稿予定)]。さらに、二次元弾性圧密逆解析により得られる逆算パラメータから弾塑性パラメータ

を推定する方法を提案し、上述の2現場へ適用することにより実用性が高いことを確認している [Shoji, Ohta, Matsumoto and Morikawa (投稿予定)]。そして、二次元弾性圧密逆解析と仮想粘性法を用いた弾塑性変形・浸透流連成解析との組合せで施工安全管理を実施するための手順も示している。第8章では情報施工を現場で手軽に実施するための最適コストの評価と、情報施工に伴う各種情報処理には、リアルタイムに現場で行えるよう現場パソコンを端末としたコンピュータネットワークの構築とその効果について検討を行っている。

第3編は、大規模計測システムの開発と現場への適用に関するもので、第11章では第2編第8章で行ったコストサーベイに基づいて非常に安価な土圧計・間隙水圧計を感圧導電ゴムを用いて開発し、室内実験によりその精度と特性を調べている。第12章では、金沢大学移転先造成盛土工事及び千葉県平川カントリークラブ新設工事隣接盛土における現場実験により精度及び耐久性の検討を行っている [庄子・太田・吉田・佐藤(1988)]。

さらに、第13章では検出器の価格が比較的安価で精度も良好な上、増幅器が不要という利点を有すポテンショメータを利用した沈下計、変位計のシステム設計を行い実際に開発を行う場合の資料としている。

土工事現場では、土木技術者の数は極めて少なく、したがって手間のかからないかつ安価な自動計測システムであることが必要条件の一つであるが、第14章ではこのニーズに合致する計測システムのシステム設計も行っている。

参考文献

- (1) 赤井浩一・田村武(1978):「弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析」、土木学会論文報告集、第269号、pp.95~104
- (2) Arai, K., Ohta, H. and Yasui, T. (1983): "Simple optimization techniques for evaluating deformation moduli from field observation", Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, pp.107~113
- (3) Christian, J. T. (1968): "Undrained stress distribution by numerical method", JSMFD, Proc. ASCE, Vol.94, SM6, pp.1333~1345
- (4) Iizuka, A. and Ohta, H. (1987): "A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis", Soils and Foundations, Vol.27, No. 3, pp.71~87
- (5) 松尾稔・川村國夫(1975):「盛土の情報化施工とその評価に関する研究」、土木学会論文報告集、No.241、pp.81~91
- (6) 日本道路公団(1965):「日本道路公団高速道路試験所報告、名神高速道路編」、Vol. 30、No. 20
- (7) Roscoe, K. H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A. (1963): "Yielding of clays in states wetter than critical", Geotechnique, Vol.13, pp.211~240
- (8) Sandhu, R. and Wilson, E. L.(1969): "Finite element analysis of flow in saturated porous media", Proc. ASCE, Vol.95, EM3, pp.641~652
- (9) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977): "Induced anisotropy and time dependency in clays, constitutive equation of soils", Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics & Foundation Engineering, Tokyo. pp.229~238
- (10) Shoji, M. and Matsumoto, T. (1976): "Consolidation of embankment foundation", Soils and Foundations, Vol. 16, No.1, pp.59~74
- (11) 庄子幹雄、松本喬、太田秀樹、飯塚敦(1987):「仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析」、土木学会論文報告集、第388号/Ⅲ-8、pp.121~130

- (12) Shoji, M., Matsumoto, T., Morikawa, S., Ohta, H. and Iizuka, A. (1988) :
“Deformation and stability analysis of soil structure by imaginary viscosity
procedure”, Proc. of International Conference on Numerical Methods in
Geomechanics, Innsbruck.
- (13) 庄子幹雄、太田秀樹、吉田英信、佐藤真(1988) : 「感圧導電ゴムを利用した
土圧計及び間隙水圧計の開発と現場への適用」、土木学会論文集、第391号/
VI-8、pp. 74~82
- (14) Shoji, M., Ohta, H., Arai, K., Matsumoto, T. and Takahashi, T. (投稿予定) :
“Two-dimensional consolidation back-analysis”、Soils and Foundations
- (15) Shoji, M., Ohta, H., Matsumoto, T. and Morikawa, S. (投稿予定) : “Safety
control of embankment foundation”、Soils and Foundations
- (16) Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948) : “ Soil mechanics in engineering
practice ”, John Wiley & Sons (第1版)

第1 編

施工手順を考慮した土構造物の 挙動予測解析に関する研究

第1章 序論

これから構築しようとする構造物の挙動予測が施工手順に従って事前に正確に把握できていれば経済的でかつ安全な設計・施工ができることは明らかなことである。このような観点から、著者は以前から施工の合理化とコスト低減を目的として、施工手順を考慮した土構造物の予測解析手法の研究とソフトウェアの開発を手がけてきた[例えば、庄子・岡林・谷本・佐々木(1974)、Shoji and Matsumoto (1976)、庄子・佐々木・森川(1985)、庄子・松本・鈴木・森川(1986)]。これらの一連の研究はFEMを利用したもので、その進歩はコンピュータの進歩と同一歩調をとっており、コンピュータの高速化・大容量化に伴って解析技術が進歩し、土の構成モデルもより現実的になってきている。図-1.1.1は著者が所属する建設会社におけるコンピュータの変遷とその利用技術の推移を示しているが上述のことと符合している。また、この間構築物も社会のニーズとコンピュータを高度利用した設計・施工技術の裏付けのもとに大型化並びに複雑化の一途をたどっている。

一方、同社における昭和60年度の工事原価内訳と昭和58年度～昭和59年度における土工事に対する設計変更の平均頻度を図-1.1.2に示している。この図からわかるように、同社の工事原価内訳からみると土工事は全体の10%と建築関係の内装・外装工事や電気空調工事より少ないにもかかわらず設計変更の件数比率は27%、設計変更の金額比率は17%という数字が示すように土工事がしばしば設計変更を伴うことを示している。このことは図には示していないが1工事ごとの設計変更比率(設計変更額/総施工金額)を比べてみても土工事が10.2%に対して土工事以外の工事は6.8%であり、他の工種に比べて土工事に設計変更が多いことを裏付けている。設計変更を即手戻り工事と断定するのは危険であるが、土工事に手戻りが多いということを示す一つの数字でもあろう。手戻りの多い理由の一つは、設計時における土構造物の挙動予測、すなわち、沈下、側方変形等の変位量及び間隙水圧、支持力等の応力量がいまだ的確に把握できないことにもよる。

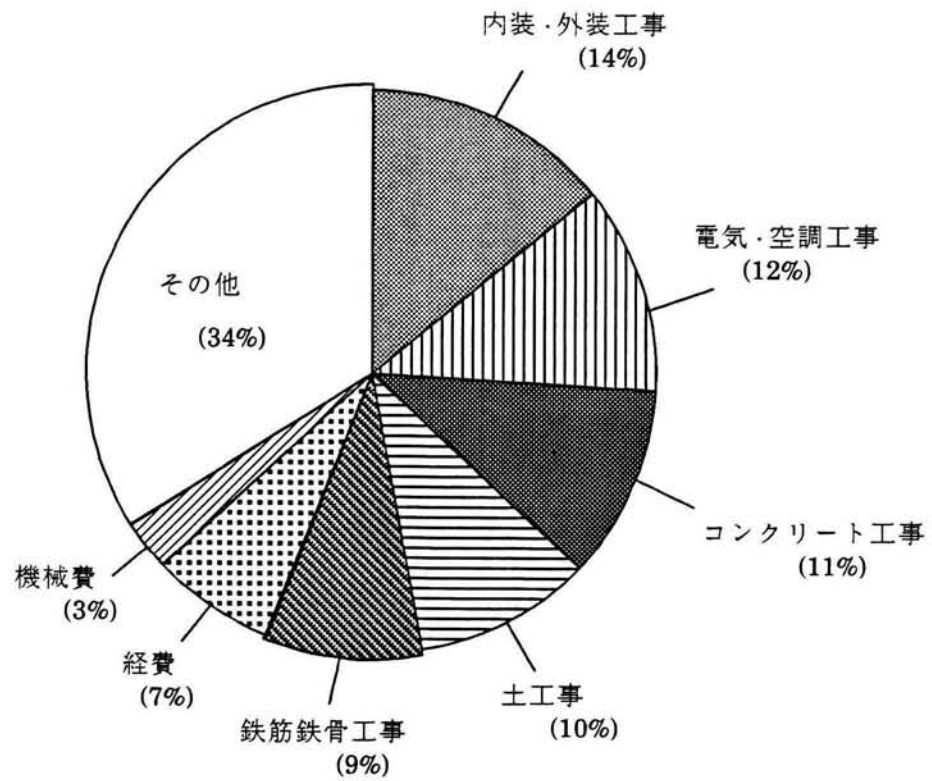
土構造物の挙動予測が難しい要因として、自然状態の土が均質でなく、かつ均一でないこと、土の材料的非線形の複雑さ、土だけでなく間隙水及び地盤中の気体と連成した挙動、三次元空間的挙動等があげられる。

本編では、施工手順を考慮した土構造物の挙動予測解析に関して、設計時に常時使用されている比較的簡便な手法から、現在の解析技術において最も良く現実の力学機構を考慮した解析手法に至るまで、それぞれどの程度の予測精度を有するのかを実際の工事に適用して調査を行うことと、各解析手法の問題点を把握し、施工時に安全管理対策として何をなすべきかを抽出することを目的としている。

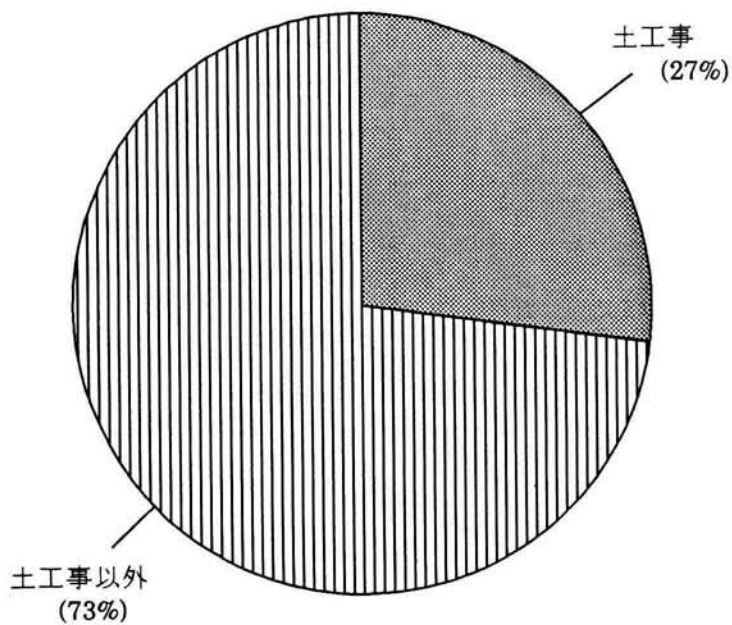
このために、第2章では、手計算やミニコンピュータ程度で簡便に計算する予測法と二次元全応力線形弾性解析の有効性を11現場(盛土6、土留め壁3、シールド2)を対象に検討を行った。また、第3章では現在考えられる最高の解析技術の有効性を調べている。これを実施するために透水を考慮した三次元弾粘塑性FEM解析プログラム(LIMDAC-3D)を開発した[庄子・松本・太田・飯塚(1987)、Shoji, Matsumoto, Morikawa, Ohta and Iizuka (1988)]。最後に第4章で各解析手法の実用性と問題点を取りまとめ、さらに施工安全管理としてアクションをとるべき事項について言及している。

コンピュータの世代	著者の所属する建設会社の主力コンピュータ	中心的な応用
第1世代(真空管)	HIPAC-103(昭和38年導入)	工程計画、橋梁計算
第2世代(トランジスタ素子)	HITAC-5020(昭和40年導入)	超高層ビル構造計算,大規模ドックの設計計算
第3世代(IC素子)	HITAC-8500(昭和46年導入)	土地造成計画、日影等環境アセスメント 地下発電所岩盤安定解析、地盤圧密解析 経済設計解析
第4世代(LSI素子)	HITAC M-180(昭和52年導入)	原子力発電所耐震解析 LNG地下タンク設計解析 工事統計データベース、各種地盤解析
第4.5世代(VLSI素子)	HITAC M-280H(昭和58年導入) IBM 4381 NEC ACOS, N5200 HITAC M-680D (昭和62年導入) (スーパーコンピュータ)	事業企画支援、技術情報データベース コンピュータ援用エンジニアリング(CAE) 工事現場管理、全社ネットワーク 液状化解析、信頼性解析、三次元解析 データベース
第5世代(新方式設計)	(新世代ワークステーション)	技術と知識の融合から生まれる 新しい応用
IC=Integrated Circuit (集積回路) LSI=Large Scale Integrated circuit (大規模集積回路) VLSI=Very Large Scale Integrated circuit (超大規模集積回路)		

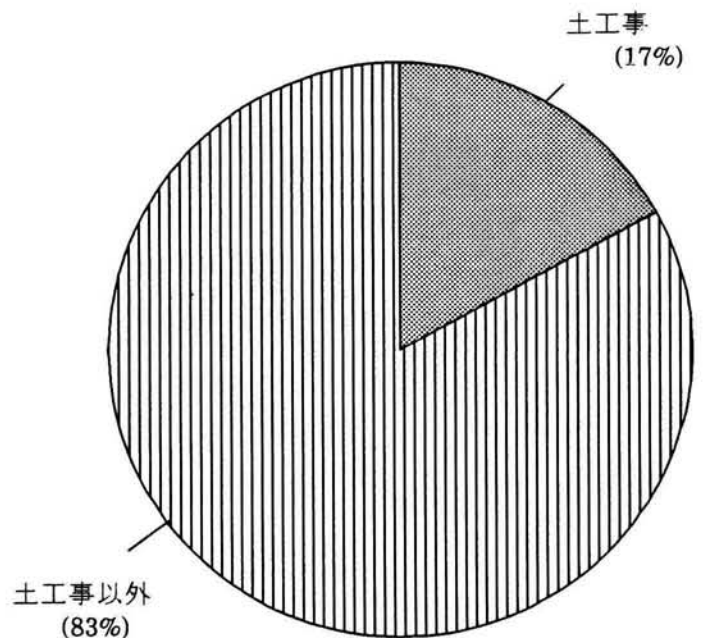
図-1.1.1 建設業におけるコンピュータの世代と応用の変遷



(a) 工事原価内訳



(b) 設計変更の件数比率



(c) 設計変更の金額比率

図-1.1.2 著者の所属する建設会社における設計変更の現状

参考文献

- (1) 庄子幹雄、岡林信彦、谷本治重、佐々木猛(1974) : 「有限要素法による地下構造物の非線形解析」、鹿島建設技術研究所年報、第22号、pp.113~120
- (2) Shoji, M. and Matsumoto, T. (1976) : “ Consolidation of embankment foundation ”, Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.59~74
- (3) 庄子幹雄、佐々木猛、森川誠司(1985) : 「三次元弾塑性有限要素解析による地下空洞安定性の一検討」、土木学会第40回年次学術講演会、3-189、pp.377~378
- (4) 庄子幹雄、松本喬、鈴木輝一、森川誠司(1986) : 「盛土基礎地盤の変形解析における盛土剛性の影響について」、土木学会第41回年次学術講演会概要集、3-247、pp.493~494
- (5) 庄子幹雄、松本喬、太田秀樹、飯塚敦(1987) : 「仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析」、土木学会論文報告集、第388号/III-8、pp.121~130
- (6) Shoji, M., Matsumoto, T., Morikawa, S., Ohta, H. and Iizuka, A. (1988) : “Deformation and stability analysis of soil structure by imaginary viscosity procedure”, Proc. of International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck.

第2章 簡易予測解析法の現状と評価

2-1 概説

設計時に一般に用いられる予測解析手法は、簡易予測法と有限要素法(FEM)解析がある。ここで簡易予測法とは、大型コンピュータを用いずに手計算またはミニコンピュータ程度で簡便に計算する方法で、例えば沈下量算定式としてはTerzaghiによる一次元圧密理論や安定性検討のための円弧すべり法等を総称して呼んでいる。大型コンピュータを用いた数値計算手法の代表的手法としてFEM解析があげられる。土構造物の挙動予測をFEMを用いて行う場合、土構造物の幾何形状として二次元平面ひずみもしくは三次元、材料特性として線形弾性、非線形弾性もしくは弾・粘塑性、地盤中の間隙水の移動を考慮するかしないか等種々の選択肢があるが、計算コスト、入力用物性データを求める種々の試験、手間等の観点から、著者の所属する建設会社では設計段階において二次元全応力線形弾性解析がしばしば用いられている。

本章の研究目的は、従来著者の所属する建設会社において土構造物の挙動予測に良く用いられている簡易予測法及び二次元全応力線形FEM解析が、実測値と比較してどの程度まで予測可能なのかを検討することである。尚、有効応力概念に基づく三次元弾・粘塑性FEM解析に関する検討は第3章で行っている。

当研究を実施するために、従来から行われている簡易予測法について分類・整理した後著者の所属する建設会社が施工した土構造物において観測値の得られている施工現場から11例(盛土6、土留め3、シールド2)を選んで、予測値と実測値の比較、検討及び評価を行っている。動態観測を行っている現場では、場合により設計変更、施工法の変更を行い、安全に施工が進められるので破壊に至るような例は極めて少ない。本章で対象とする11現場についても安全に施工された例であり、設計段階で予測する変形量及び応力的な安定性のうち後者については実測値との比較が難しいので、観測値の得られている地表面沈下及び側方変形の変位量のみに着目することにする。

各現場とも企業者側の仕様により、土質調査法、土質試験法が異なっているが、予測解析の立場から統一的な方法によって11現場共物性データを定めることにした。すなわち、実測値の得られている地点に一番近いボーリングから得られる試料に対する土質試験の結果を、基本的に用いることとした。解析に必要な変形係数の評価は標準圧密試験から得られる体積圧縮係数から求める方法、一軸圧縮試験の $(1/2)q_u$ 点(q_u :一軸圧縮強さ)における割線変形係数を用いる方法、一軸圧縮の見かけの粘着力 C_u から推定する方法($210C_u$)の3通りについて行っている。

2-2 土構造物挙動解析法に関する従来の研究

Lambe(1973)は挙動解析を実施する時期によってABCの三つのランクに解析を分類している。Aランクは、理論と土質調査及び土質試験結果を用いてこれから施工する土構造物の挙動を予測するもので、多くの不確定性のため正確な挙動を解析することが現実的に難しい。これに対し、Bランクは施工中に行うもので土構造物の挙動がある程度観測データとして得られており、それらのデータをもとに、以後の挙動を予測するもので、安全性の確認、経済性の面から動態観察を行い、設計予測値が実測値と掛け離れている場合、設計、施工の軌道修正を行うものである。これを柴田(1982)編著による「埋め立て軟弱地盤の防災」では現場計測工法とよび、TerzaghiはObservational Procedureと呼んでいる。Cランクは工事終了後実測値が得られている状況での数値シミュレーションで、事故発生のある原因調査やプログラムコードの検証を対象としている。

さらに解析法の観点からみると、施工中の実測データを用いてそれ以後の挙動を予測するもの、すなわちBランクの解析を対象とした解析法と計画、設計段階で行う設計時解析を対象としたものとに分類できる。もちろん解析手法のなかではその両方を対象としているものもある(代表例はFEM解析手法)。ここではAランクに属する解析法を中心に盛土、土留め、シールドについての予測解析法について述べる。Lambeはさらに上記論文で変形(大きさと速度)、安定性、荷重の三つを予測する必要があると述べているが、2-1に述べた理由により安定性については本章では除外している。以下盛土、土留め、シールドについて各予測法について述べ、最後に工種にかかわらず適用できる汎用的なFEMについて言及する。

2-2-1 盛土

盛土基礎地盤の沈下挙動を解析するのに、よく使用されるのはTerzaghi(1924)による一次元圧密方程式である。この基礎方程式は次式で示されることは周知の通りである。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.2.1)$$

ここに、 u は過剰間隙水圧、 C_v は圧密係数、 z は深度、 t は時間を意味する。
 (2.2.1)式は、簡単な初期条件及び境界条件に対しては解析解が得られており、時々刻々の過剰間隙水圧及び沈下が予測できる。一方、設計時に必要な情報は設計で規定した平均圧密度に到達するのに要する時間及び最終沈下量・最大側方変位である。前者は平均圧密度と時間係数 $T_v (=C_v \cdot t / h^2; h$ は最大排水距離)の関係から得られる。また、最終沈下量を算出するには体積圧縮係数 m_v を用いる式(2.2.2)、圧縮指数 C_c を用いる式(2.2.3)、間隙比 e_0 を主とした式(2.2.4)等がある。

$$s = H \cdot \Delta P \cdot m_v \quad (2.2.2)$$

$$s = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (2.2.3)$$

$$s = H \cdot \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \quad (2.2.4)$$

ここに s は圧密沈下量、 H は粘土の厚さ、 ΔP は荷重増分、 m_v は体積圧縮係数、 e_0 は初期間隙比、 P_0 は初期荷重、 C_c は圧縮指数、 e は最終荷重 $P_0 + \Delta P$ に対応する間隙比である。

上の3つの式は同じ結果が得られるべきであるが、 m_v 、 C_c 、 e_0 の決定法に依存しており、必ずしも一致しない。例えば m_v は、応力に応じて変化する値であり初期圧力 P_0 と最終圧力 $P_0 + \Delta P$ とは異なる。 $P_0 + \Delta P / 2$ における m_v の値が用いられることが多い。

Terzaghiの一次元圧密理論及び(2.2.2)式～(2.2.4)式で示す一次元沈下は、載荷が層厚に対して十分に大きな広がりをもつ場合に対して適用が可能であるが、部分載荷の場合や盛土法尻部近傍の側方変形を予測することはできない。多次元圧密理論及び土の構成モデルに関する検討は、第3章に譲るとして以下に比較的簡便に二次元及び三次元沈下量を予測する方法について言及する。

Mikasa(1951)は、三次元の沈下を m_v と有効応力に対するポアソン比 ν を使って計算する方法を提案している。すなわち、全沈下量 s 、即時沈下量 s_i 、及び圧密沈下量 s_c は、それぞれ次式で与えられる。

$$s = \int_0^H \frac{(1-\nu)m_v}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left\{ \sigma_{zf} - \nu(\sigma_{xf} + \sigma_{yf}) \right\} dz \quad (2.2.5)$$

$$s_i = \int_0^H \frac{2(1-\nu)m_v}{3(1-2\nu)} \left\{ \sigma_{zo} - \frac{1}{2}(\sigma_{xo} + \sigma_{yo}) \right\} dz \quad (2.2.6)$$

$$s_c = s - s_i \quad (2.2.7)$$

ここに、 σ_{xf} 、 σ_{yf} 、 σ_{zf} 、は圧密終了時の全応力増分の各成分であり、 σ_{xo} 、 σ_{yo} 、 σ_{zo} は載荷直後のそれである。三笠は全応力増分としてBoussinesqの解を用いたが、著者の所属する建設会社では2-4-2で述べるが三笠の基本的考えだけを用いて全応力線形FEM解析により s 、 s_i 、及び s_c を求めることが多い。そうすれば沈下だけでなく側方変形も予測できる。ただし計算値が m_v と ν の決定法に大きく依存している。Shoji and Matsumoto (1976)は、有効応力に対するポアソン比として1/3を採用して良い結果を得ている。

Skempton-Bjerrum (1957)の方法は、沈下を即時沈下と圧密沈下に分け、即時沈下は弾性論から三次元的荷重を考慮して求め、圧密沈下は三軸圧縮試験に基づく間隙水圧係数A、Bを用いて算定するものでダイレイタンシーの効果を考慮している。

Lambe (1964)は、やはり三次元圧密沈下を求める方法として応力径路による方法を提案した。これは、実際に近い条件で三軸応力の圧密試験を行い、応力径路を調べこれと対応するひずみの鉛直成分を積分して求める方法である。

赤井 (1972)の方法は、三笠と同様な方法であるが三笠の方法と異なる点は、変形を支配する応力が全応力ではなく有効応力であることから有効応力の増分に対して沈下を算定していることである。

実務レベルでは、一次元沈下が許容できる場合は(2.2.2)式または(2.2.3)式がよく用いられ、多次元圧密沈下を予測する場合には、Mikasa (1951)もしくは赤井 (1972)の基本概念を利用したFEM解析を行っているのが現状といえる。

一方、側方変形に関する簡易予測法に関する研究は側方変形の発生機構が圧縮変形、せん断変形及びそれに伴う塑性流れによる非常に複雑な様相を呈するため少ない。現実には高度な構成モデルを用いたFEM解析により側方流動を予測してい

るのが現状であるが、二次元線形弾性 FEM 解析から得られる側方変形を用いることもでき、本章ではこれを用いる。

2-2-2 土留

土留工法は掘削に先立って施工された土留壁と掘削の進捗に伴って順次架設される支保工とにより、周辺の地山の崩壊を防止する工法であり、土留壁の材料は簡易な木矢板から地下連続壁、鋼管矢板のような大きな耐力を有するものまで選択の範囲は広く、小規模な掘削から軟弱地盤における大規模な掘削まで非常に幅広く適用されている工法であるが、設計時に基本的に必要な検討項目としては、以下の通りである。

- a. 設計条件としての側圧の検討
- b. 掘削地盤の安定性検討のための、土留壁根入れ、ヒービング、ボーリング、盤ぶくれの検討
- c. 土留壁の応力の検討
- d. 支保工の検討
- e. 周辺構造物への影響を検討するための周辺地盤変状の検討

これらの検討を行うにあたり、統一された基準はなく学会・公団等が独自の基準を持っているのが現状である。例えば、「建築基礎構造物設計基準・同解説」(日本建築学会)、「開削トンネル指針」(土木学会)、「掘削土留工設計指針」(日本国有鉄道)、「仮設構造物設計基準」(日本道路公団)等が主として使用されているが、現行の基準は全て掘削深さ15m程度の土留工を対象としたものであり、特に大規模(大深度)の土留の設計に当たっては取り扱いに問題が残っている。各基準によって特に異なるのは、側圧(土圧、水圧)の算定法であり、その多くは切梁に作用している軸力の多くの実測結果を整理して側圧に換算し、これを包含するような側圧を設計側圧とし、地盤掘削段階ごとにおおまかな設定をしている。したがって、施工時に生じる側圧及びそれに伴う土留壁の変形、周辺地盤の変形は設計時に予測するものとは異なるものが多い。

土留壁の計算手法として単純梁法、弾塑性逐次解析法等の種々の計算法が開発されている。比較的規模の小さい土留工の場合なら単純梁法で検討しても良いが、

一般的には弾塑性逐次解法等の掘削過程の変形を考慮した計算法で検討を行う。著者の所属する建設会社においても、山留の方法を拡張した中村・中沢(1972)の方法をしばしば用いている。この方法は、壁・地盤系を一体として解く方法で、根入れ部に弾性領域、塑性領域を設け、切梁はバネ支承としているもので、根切りごとに変形及び応力が算定できる。

土留工の近隣構造物や地下の諸施設等への被害を避けるためには沈下の大きさや分布の形状を認識する必要があることは既に述べたが、この予測法として

- a. 過去の観測データを数多く収集し、それらの統一的傾向に基づいて事前予測に役立てようとするもの
- b. 理論的な予測法

に分類できる。沈下の生じる理由として、山留壁変形による背面土の移動、地下水位低下に伴う圧密沈下、ヒービングによる沈下等が考えられ、実際にはこれらが複合して生じる。したがって理論的な予測法では、これらを総合的に表現できるものである必要がある。その代表例が弾塑性変位と浸透流の連成を考慮したFEM解析[例えば、庄子・松本・太田・飯塚(1987)、Shoji, Matsumoto, Morikawa, Ohta and Iizuka (1988)]と考えられる。これらについては第3章で詳述する。

a.に属する研究として、地盤特性別に整理したPeck(1969)によるもの、山留の剛性別に整理した木島・阿部(1977)によるもの等があるが、松尾・川村(1981)の研究が最も代表的で、著者の所属する建設会社でも簡便法としてしばしば用いている。この研究では円弧すべり面法による最小すべり安全率と過去の実測沈下との相関から沈下を予測している。

2-2-3 シールドトンネル

環境保全対策、路面使用の制約、トンネルの深部化等から都市部を中心として上下水道、電力、通信、地下鉄等のトンネル工事においてシールドトンネル工法は開削工法とともに代表的な工法となっている。対象とするトンネル外径も次第に大きくなり12~13mのものも出現している。掘削方式も手掘り、機械掘りシールドに加え、半機械掘り、ブラインド、泥水加圧、土圧系シールド等が考案されている。

都市部におけるシールドトンネルは各種の重要構造物に近接して施工されることが多く、シールド掘進に際しては近接構造物に変状を与えないことが厳しく要求されている。そのため、薬液注入工法、地中連続壁工法等が、防護工としてしばしば採用されているが、合理的な防護工を施すためには、シールド掘進に伴う変形をできるだけ正確に予測しておかなければならない。

シールドが掘進する際に生じる地表面沈下の推定式に関する既往の研究を概観すると大きく3つに分類される。

- a 経験的予測法
- b 解析的予測法
- c その他の予測法

経験的予測法は、いくつかの実測データから類推するもので施工条件、地盤条件などの違いは必ずしも考慮されていない。

Averson [Szechy の訳本より引用(1971)] の式、ソ連の採鉱研究所でなされた研究と観察に基づく沈下曲線に対する提案式で、テールボイド内に土が崩落した場合、シールド中心から横断方向に x だけ離れた点における沈下量は、次式で表されるとしている。

$$s(x) = s \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{\left(\frac{L}{d}\right)^2} \cdot e^{-\frac{Lx}{d^2}} \quad (2.2.8)$$

ここで、 s は最大沈下量、 L はゆるみ範囲、 d はシールド中心から沈下量が $s_0/2$ となる点までの距離を意味している。中心における最大沈下量 s は、テールボイド量 V から近似的に次式で得られる。

$$s = \frac{2V}{L} \quad (2.2.9)$$

村山、松岡(1969)の方法は、粒状土に対する降下床の模型実験から、地盤構成粒子の移動を流動とみて地表面及び地盤中の沈下量算定式を提案している。島田(1980)の方法は、標準砂を用いた3種の降下床実験と数十種類のトンネルの現場実測データより、トンネルの地表面沈下の形状、沈下量の予測式を提案している。また、Bringg [Szechy の訳本(1971)] の式は、坑道の高さと土被りから推定する方法である。

解析的予測法は、関数理論による数値計算によって導かれる式を用いて予測するもので、Jeffery [Szechyの訳本(1971)]の式は、地表面の沈下をトンネル覆土が周囲の地盤に及ぼす圧力によって引き起こされ、半無限長の弾性体の変形として導いたもので、よく用いられている。Limanov [Szency の訳本(1971)]の式は、Jefferyの式を用いて最大沈下量を求めるもので次式で表される。

$$s = (1 - \nu^2) \frac{p_0}{E} \cdot \frac{4r^2 H'}{H'^2 - r^2} \quad (2.2.10)$$

ここで、 p_0 は掘削円の内部応力、 r は掘削円半径、 H' は掘削円中心までの土被りを示している。Ito and Hisatake (1979)の方法は、複素関数論における解析接続の手法を三次元直交異方性粘弾性体に対し拡張し、無限領域並びに時間ファクターを考慮に入れて地表面の変形量を算出しているが、式がやや複雑であり、実用面では劣る。森・赤木(1980)は、地山応力解放による粘土地盤の圧密沈下予測計算値を示している。

シールド掘進による地盤変位は、土被り、時間、地下水等の他に施工法、施工の良し悪し等による影響が加わり、各々が相互に関連しあっている。したがって、上で述べた簡便予測法の他に後節及び第3章で述べるFEM解析と第二編、第三編で述べる現場計測とを組み合わせる総合的に予測、判断していかなければならないと考えられる。

2-2-4 FEM

FEMの工学分野への応用は、最初欧米の航空機構造力学者によって始められ、コンピュータの発達に伴って発展してきた。土木工学におけるFEMによる研究は1960年の2nd ASCE Conference on Electric ComputationにおいてClough (1960)が重力ダムの解析に適用したのが最初で、その後Zienkiewicz [例えば、Zienkiewicz (1971)]等が精力的にその適用分野を拡張していき、現在では土木工学のあらゆる分野に適用されている。我国でも1965年頃からFEMの適用について研究が始められ、現在では地盤工学の分野においても、川本・林(1978)が「地盤工学における有限要素解析」として集大成している。著者の所属する建設会社においても庄子・佐々木・今井・成田(1973)が熱伝導解析にFEMを適用したのが最初

で、引き続いて地下発電所の岩盤安定解析[庄子・岡林・谷本・佐々木(1974)]、圧密解析[Shoji and Matsumoto(1976)]に適用して以来、あらゆる設計解析、施工時解析にFEMが適用されている。もちろん、これによってすべての問題が解決されたわけではなく、土のパラメータ(構成法則や強度特性)の調査や測定、地盤条件のモデル化、変形状態や間隙水の流れの状態等の現象機構の解明、解析結果の解釈等個々に多くの難問が積み残されていることは言うまでもないことである。

前節までに述べた簡便法と比べ、地盤解析にFEMを適用した場合の長所を簡単に列記すると次のようである。

- a. 地盤の不均一性をモデル化できる。
- b. 地盤と構造物を一体として解析できる。
- c. 複雑な地盤形状及び境界条件がモデル化できる。
- d. 二次元、三次元問題が扱える。
- e. 結果を図化すると工学的判断が比較的容易にできる。
- f. せん断変形と圧縮変形が同時に扱える。
- g. ほ ぼ 同 一 デ ー タ で 逆 解 析[例 え ばShoji, Ohta, Arai, Matsumoto and Takahashi (投稿予定)] や動的問題が扱える。
- h. 複雑な構成モデルを導入できる。
- i. 幾何学的非線形性を考慮できる。
- j. 二相系(土粒子と間隙水)の問題が扱える。

また、短所と考えられる点は、

- a. メッシュデータ等のインプットデータ作成に手間がかかる。
- b. 複雑な構成モデルほど高度な土質試験が必要となる。
- c. 計算コストがかかる。

等であろう。

一方コンピュータの進歩も著しく、ホストコンピュータは、スーパーコンピュータへ移り変わろうとしている。また、パソコンやスーパーミニコンの発達も大きく比較的安価なコンピュータが大量に出回っている。

以上のようなコンピュータ環境下にあって、上で述べたFEMの長所のうちgからjまでは大型のコンピュータの得意とするところであり、その詳細は第3章で言

及している。aからfは一相系(固体のみ)の線形弾性解析を用いても表現可能で、パソコンレベルでも計算できるようになりつつある。著者の所属する建設会社においても、計算コストが安いことや土質試験の不足から大型のホストコンピュータを用いても線形弾性解析により変形や応力(安定性)を予測することがしばしばある。線形弾性FEM解析に関する過去の研究については枚挙にいとまがないので割愛するが、複雑な地盤の変形特性を2つのパラメータ(ヤング率: E とポアソン比: ν)だけで表現するのでそのパラメータ(弾性定数)の決定にはむしろかなり高度な工学的判断が必要となる。弾性定数の決定法については、Shoji and Matsumoto (1976)が圧密問題を対象に検討を行っているが、Iizuka and Ohta (1987)が弾塑性パラメータを含めて統一的にパラメータを決定する方法を提案している。

2-3 土構造物の挙動事例

2-3-1 現場-1(試験盛土工事)

2-3-1-1 工事概要

千葉県の中西部によって総面積36haの宅地造成工事が現在進められている。敷地の約1/3が沢部の盛立てのため、大きな沈下量、不等沈下及び長期にわたる圧密沈下が施工上の課題である。

ここでは、本工事の設計データを得るために、図-2.3.1に示される試験盛土工事が実施された。

試験盛土は、まず0.65m厚さのサンドマットを原地盤上に一様に敷設し、その上に台形盛土が次のように形成された。

サンドマット	層厚0.65m (高さ0.65m)	施工1日、2日間放置
第1段盛土	層厚1.5m (高さ2.15m)	施工1日、3日間放置
第2段盛土	層厚0.85m (高さ3.0m)	施工1日、8日間放置
第3段盛土	層厚0.8m (高さ3.8m)	施工1日、4日間放置
第4段盛土	層厚0.87m (高さ4.67m)	施工1日

盛土の法勾配は1:2.0、湿潤重量は1.37tf/m³である。

2-3-1-2 地盤構成

当地域は、下総台地を刻む中川低地から東方にのびる沖積浸食谷上に位置する。浸食谷部の地表地質は、排水不良で腐植土(高有機質土)や、有楽町海進時において堆積された海成の粘性土層より構成され、軟弱地盤を形成している。

試験地の土質柱状図を図-2.3.2に示す。地表面から深さ5.4mまでは自然含水比が200~400%の高含水比の高有機質土層であり、その下に自然含水比80%の層厚2.1mの粘性土層が堆積している。N値が両土層とも0と超軟弱地盤である。その下層厚11.7mのシルトはN値15程度であり、試験地近辺のボーリングデータから標高約-12.0mからN値50以上の洪積砂層の支持層が得られるものと考えられる。

2-3-1-3 計測結果

盛土の中央に位置する原地盤地表面沈下及び盛土法尻東西両側の側方変形の計測結果を図-2.3.3、図-2.3.4に示す。

沈下量は、沈下板により計測され、盛土終了後7日経過(盛土開始29日後)した時点で66cmの沈下が生じている。これに双曲線法[土質工学会(1973)]を適用すると最終沈下量は71.3cmと推定される。

側方変形量は、挿入式傾斜計により測定しており、深さ方向の形状は東西の計測結果とも似ているが、西側が東側よりも約1.7倍程度大きな値を示している。側方変形の最大値は東西共標高約+6.0m付近に出ており、N値が0である高有機質土と粘性土を合わせた層のほぼ中央に一致している。ここでいう側方変形は、傾斜計ガイド管の下端が不動であれば絶対値をとるが、一般には相対変位と考えられる。その側方変位の最大値は西側法尻で8.0cmである。

2-3-2 現場-2(試験盛土工事)

2-3-2-1 工事概要

神奈川県中部に総面積24haの宅地造成工事が、施工された。工事は企業者の設計を基本としているが、残留沈下及び近接構造物への影響を所定の範囲内に満足させることができれば設計変更が可能という条件が付いていたため、試験盛土、室内試験等によって再検討を行い、そのデータを設計、施工に反映させている。

本研究では、そのいくつかの試験盛土のうち盛土载荷のみによる地盤改良(無処理によるプレロード)の検討を行った試験盛土を対象としており、その平面図及び断面図を図-2.3.5に示している。

試験盛土は、次のように施工された。

第1段盛土	層厚1.6m	施工10日、15日間放置
第2段盛土	層厚0.5m (高さ2.1m)	施工1日、5日間放置
第3段盛土	層厚0.5m (高さ2.6m)	施工3日

盛土の法勾配は1:1.92、湿潤重量は1.75tf/m³である。

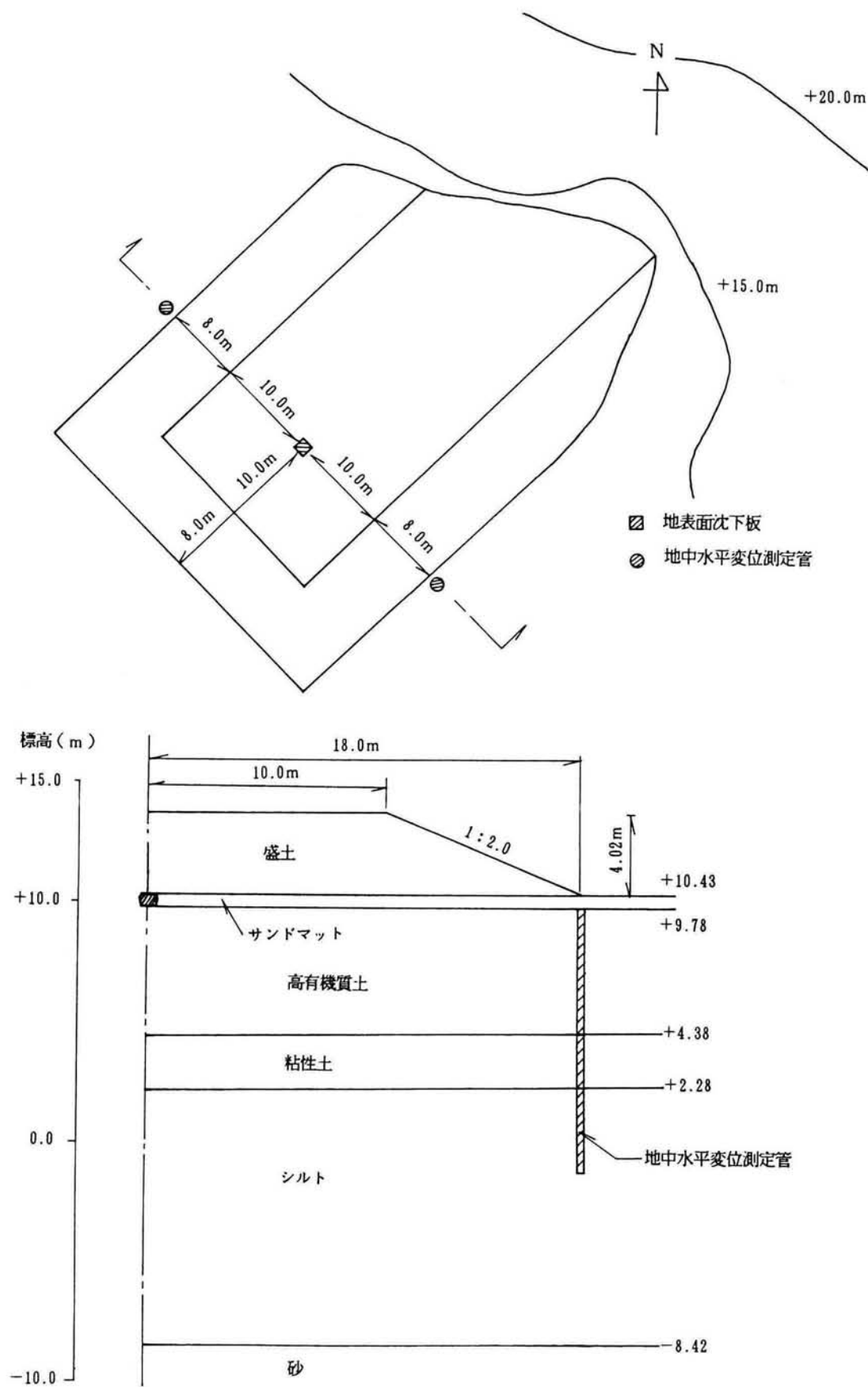


図-2.3.1 現場-1 平面図及び断面図

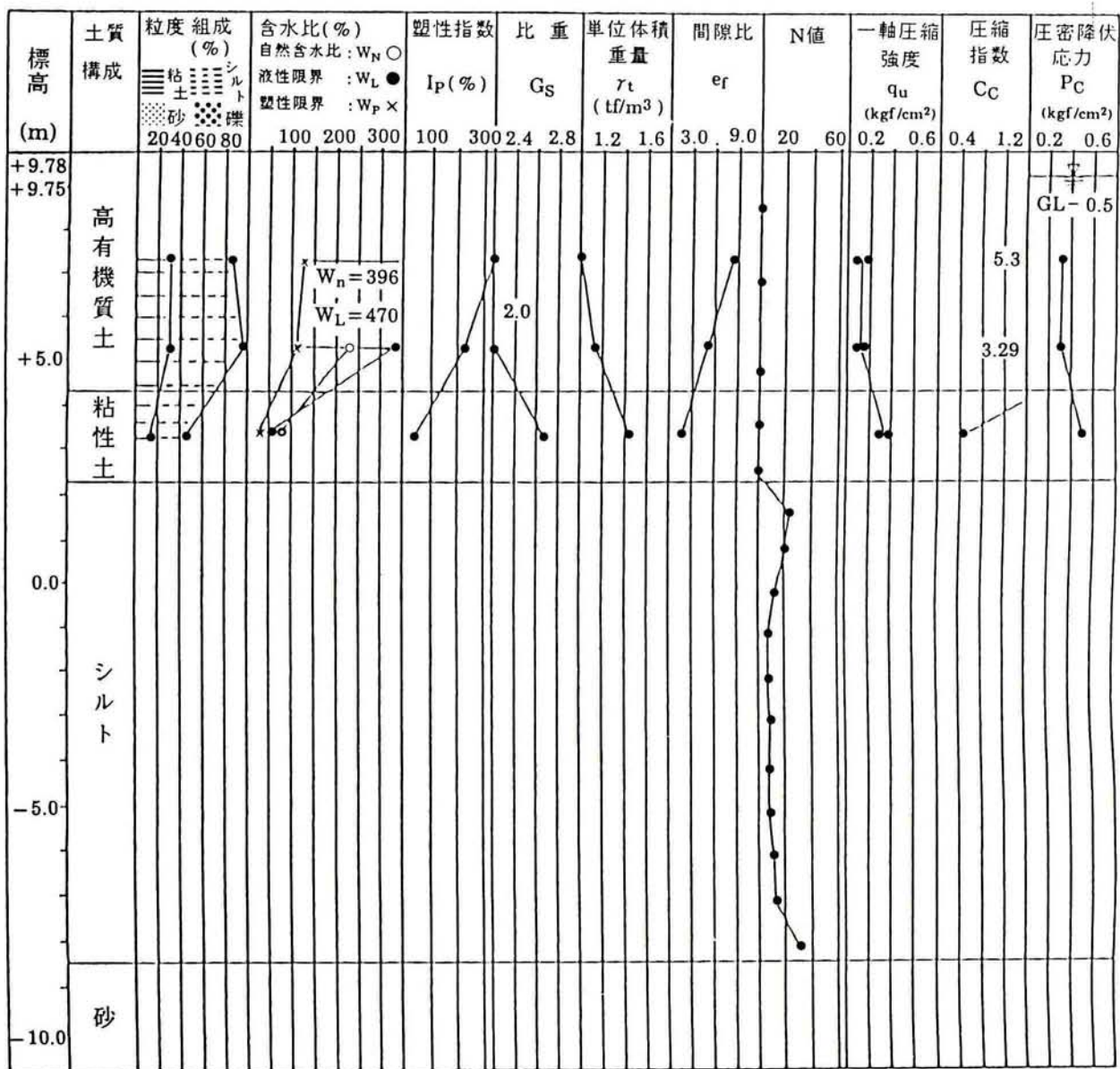


図-2.3.2 現場-1 土質柱状図

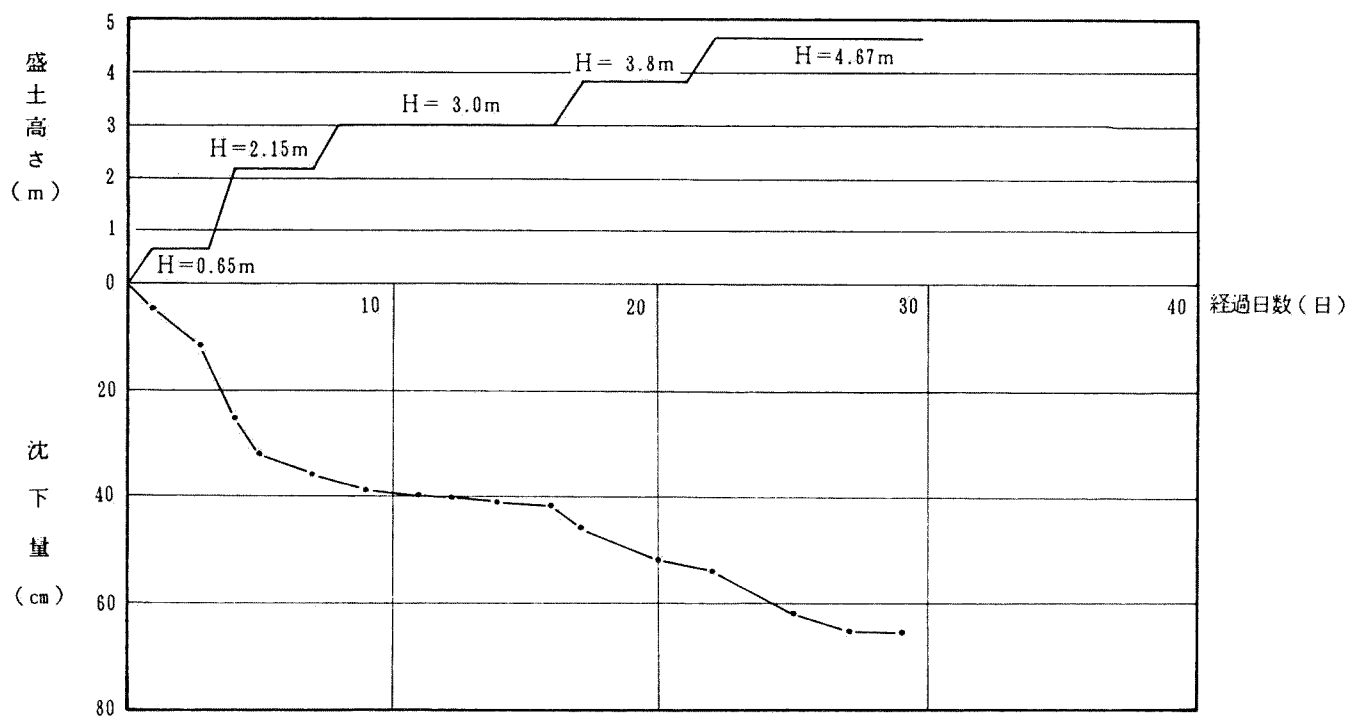


図-2.3.3 現場-1 沈下量経時変化

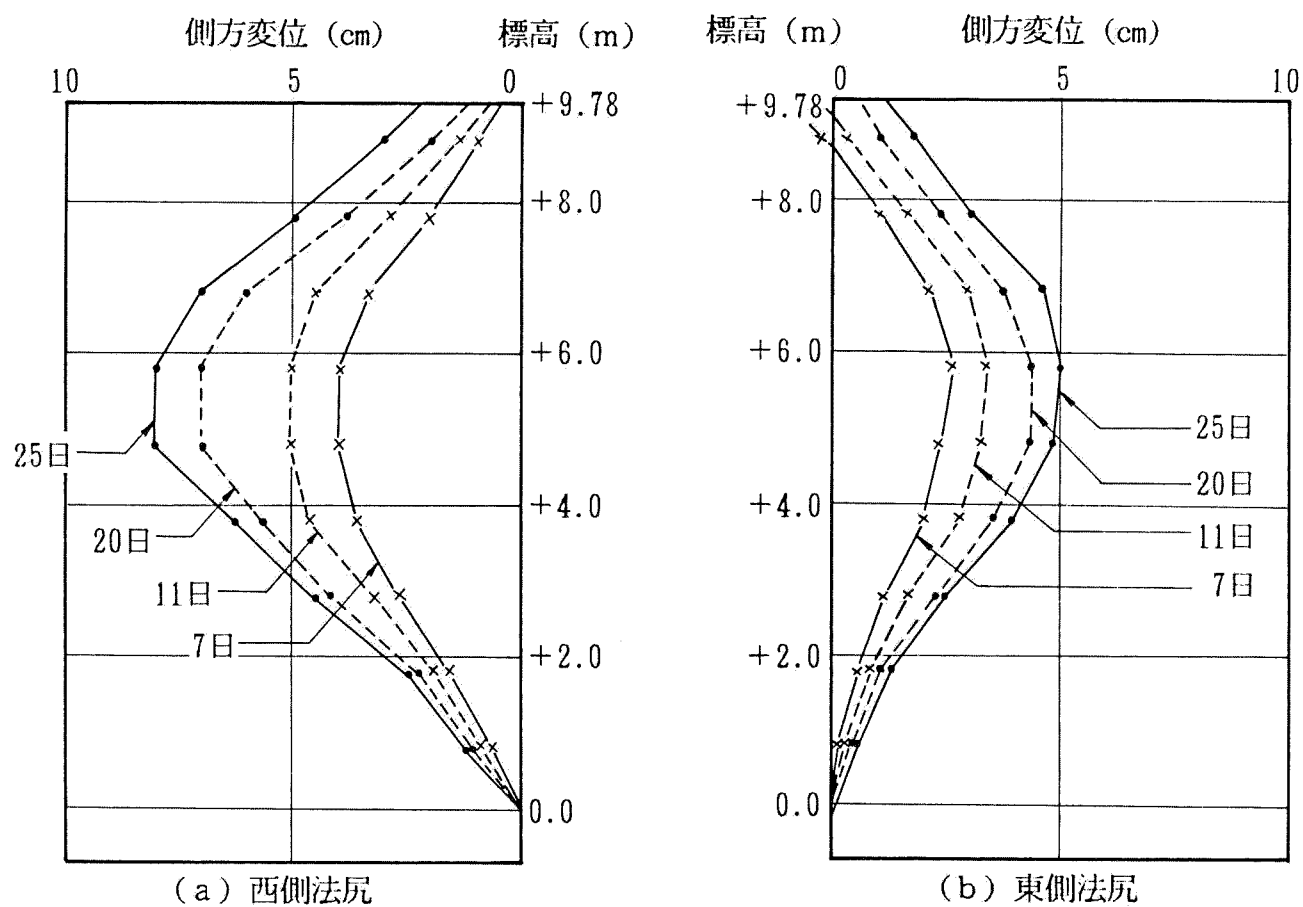


図-2.3.4 現場-1 地中側方変形

2-3-2-2 地盤構成

当地域は、相模川の西方の愛甲台地(洪積台地)の前に広がる相模川右岸沖積低地にある。沖積低地は、旧相模川の本流によって形成されたものでなく旧相模川に沿う支流、玉川、鈴川等によって形成されたものと考えられる。今までは水田、畑として利用されてきた。

場所により沖積層の厚さ、土層構成が異なる傾向にあるが試験盛土地点における土質柱状図を図-2.3.6に示す。土層構成は層厚7.3m、N値0の高有機質土層、その下にN値1~15程度の粘性土層からなる軟弱地盤である。支持層は付近のボーリングデータから推定すると深さ約25mのところにある。

高有機質土層は、含水比500~600%程度と非常に高い。色調は黒褐色ないし黒灰色で腐植土が主体であるが、シルト・粘土・砂・礫混り砂等を不規則に介在し、腐植土自体も植物がかなり未分解で残っている所や分解が進んでシルト化している所等がある。

粘性土層は含水比55%で腐植質粘土、砂混り粘土、シルト質粘土や砂との互層をなす所が見られる。

2-3-2-3 計測結果

計測結果は、盛土の中央に位置する原地盤地表面沈下、及びその下方の高有機質土層下端での沈下が得られている。その結果を図-2.3.7に示す。

沈下量は盛土終了後、380日経過した時点で、原地盤地表面で184.0cm、高有機質土層下端で14.0cmの計測値が得られている。双曲線法により最終沈下量を推定すると、それぞれ194.0cm、15.0cmとなる。すなわち、沈下量の92%が層厚7.3mの高有機質土層で生じ、残り8%がその下の粘性土層で生じている。

2-3-3 現場-3(試験盛土工事)

2-3-3-1 工事概要

埼玉県中央南部にニュータウンの開発が行われたもので、ニュータウン開発に伴い軟弱地盤上での大規模な宅地造成工事が実施された。

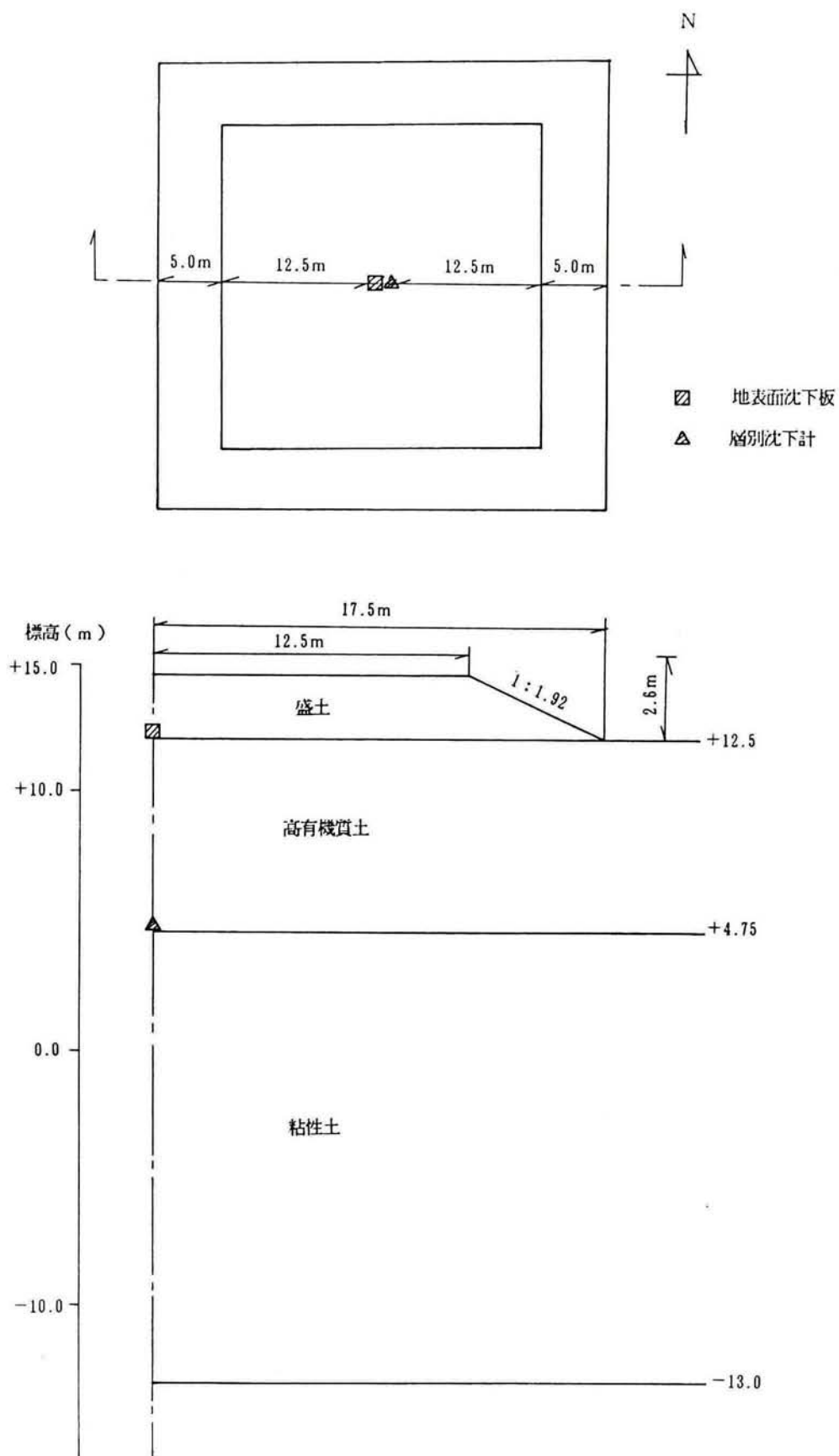


図-2.3.5 現場-2 平面図及び断面図

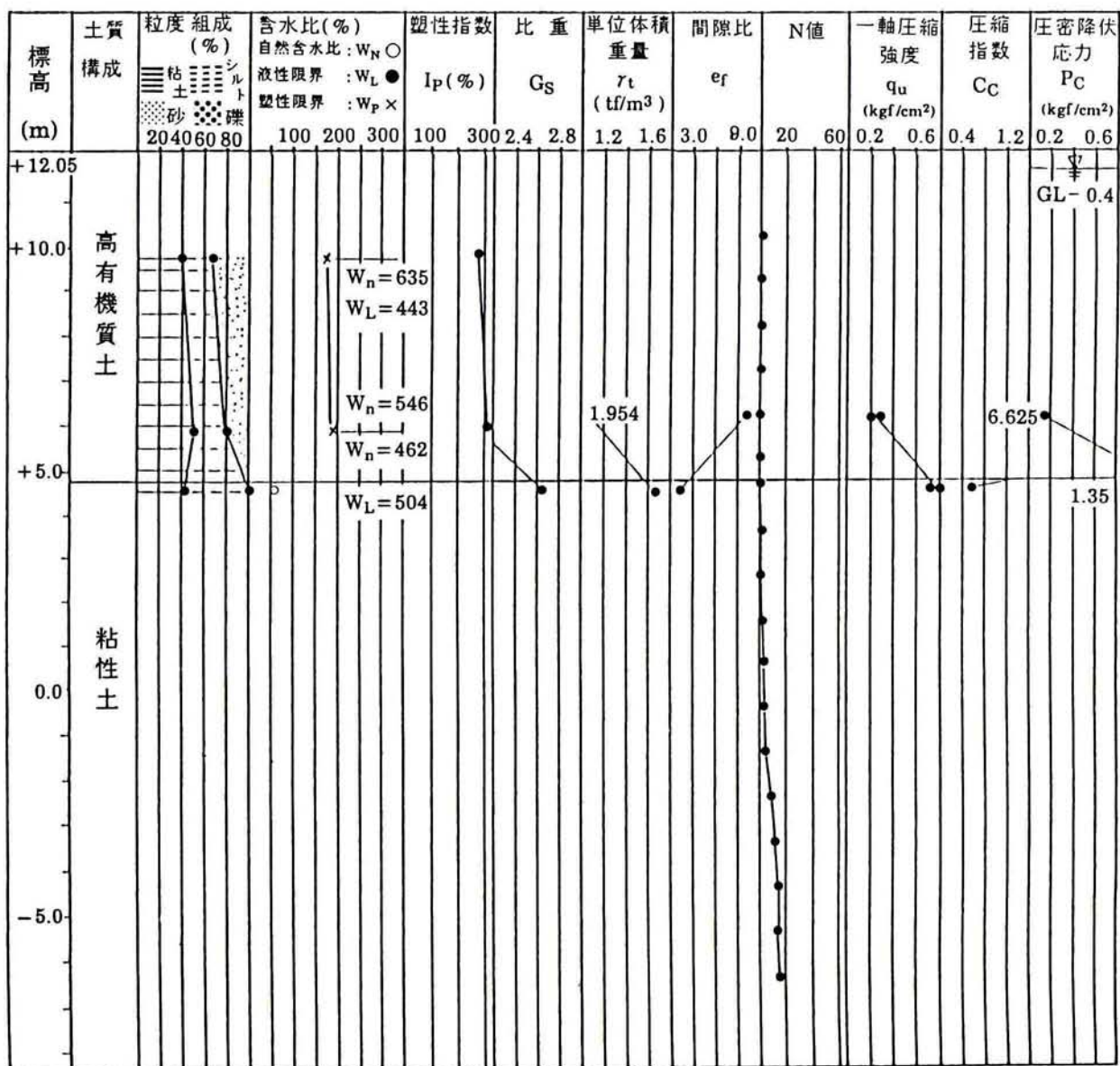


図-2.3.6 現場-2土質柱状図

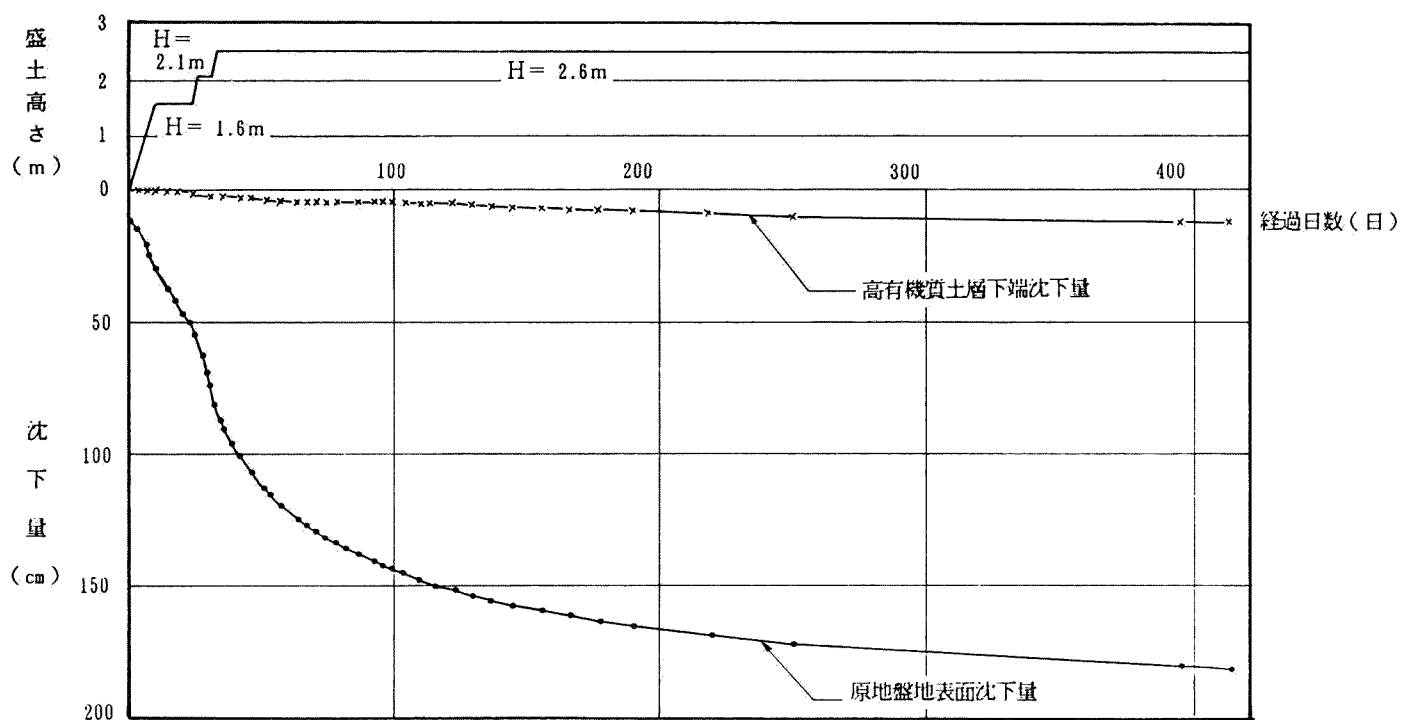


図-2.3.7 現場-2 沈下量経時変化

本研究では、本工事に先だってプレロード効果の確認のために実施された4つの試験盛土、すなわち、載荷盛土のみによる改良、サンドドレーン工法、パックスドレーン工法、パックスドレーン工法(中間打止め)のうち、図-2.3.8に示す載荷盛土のみによる試験盛土を扱う。

試験盛土は、高さ2.6 mを4日間で施工、盛土の法勾配1:1.8、湿潤重量は 1.9tf/m^3 である。

2-3-3-2 地盤構成

当地域は、荒川支流の柳瀬川に沿った水田地帯であったところで、超軟弱地盤である。

試験地の土質柱状図を図-2.3.9に示す。土層構成は上から層厚3.5mの有機質土、層厚13.3mの粘性土そして礫からなり、地表面から礫の間16.8mはN値0~1とかなり厚い軟弱層を有す。

この地点の有機質土層は、周辺のボーリングデータとは少し異なり砂の混入が多い。そのため含水比40%と小さく他の有機質土層と異なった土性値を示すが、目視観察等から有機質土と判断されている。一軸圧縮試験では、応力-ひずみ曲線に明瞭なピークがみられず、破壊ひずみを15%とすると、一軸圧縮強度 $0.2\sim0.25\text{kgf/cm}^2$ である。粘性土層は含水比90%で一軸圧縮強度 $0.25\sim0.4\text{kgf/cm}^2$ 程度である。

2-3-3-3 計測結果

図-2.3.8で示されるように沈下が原地盤地表面及び有機質土層下端で各々4点得られているが図-2.3.10はその平均値を示している。

沈下量は盛土終了後396日経過した時点で、原地盤地表面で85.0cm、有機質土層下端で21.0cmの計測値が得られており、双曲線法により最終沈下量を推定すると、それぞれ98.4cm、21.0cmとなる。沈下量の約80%が地表面から3.5m深さまでの有機質土層で生じている。

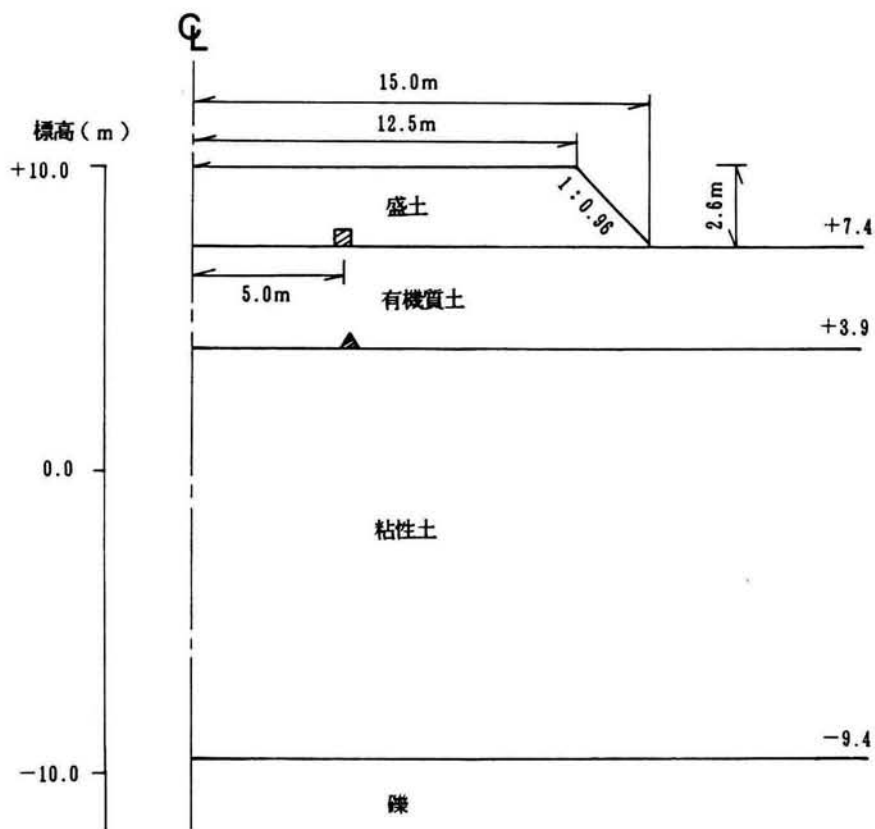
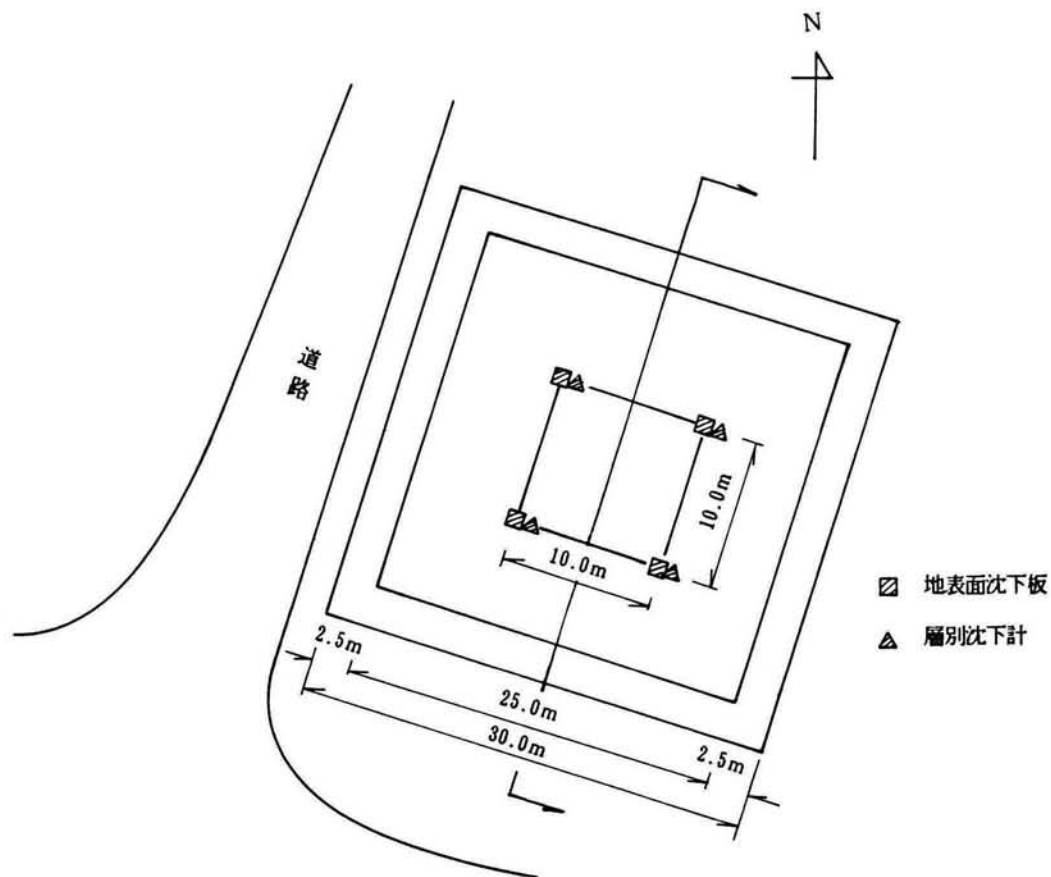


図-2.3.8 現場-3 平面図及び断面図

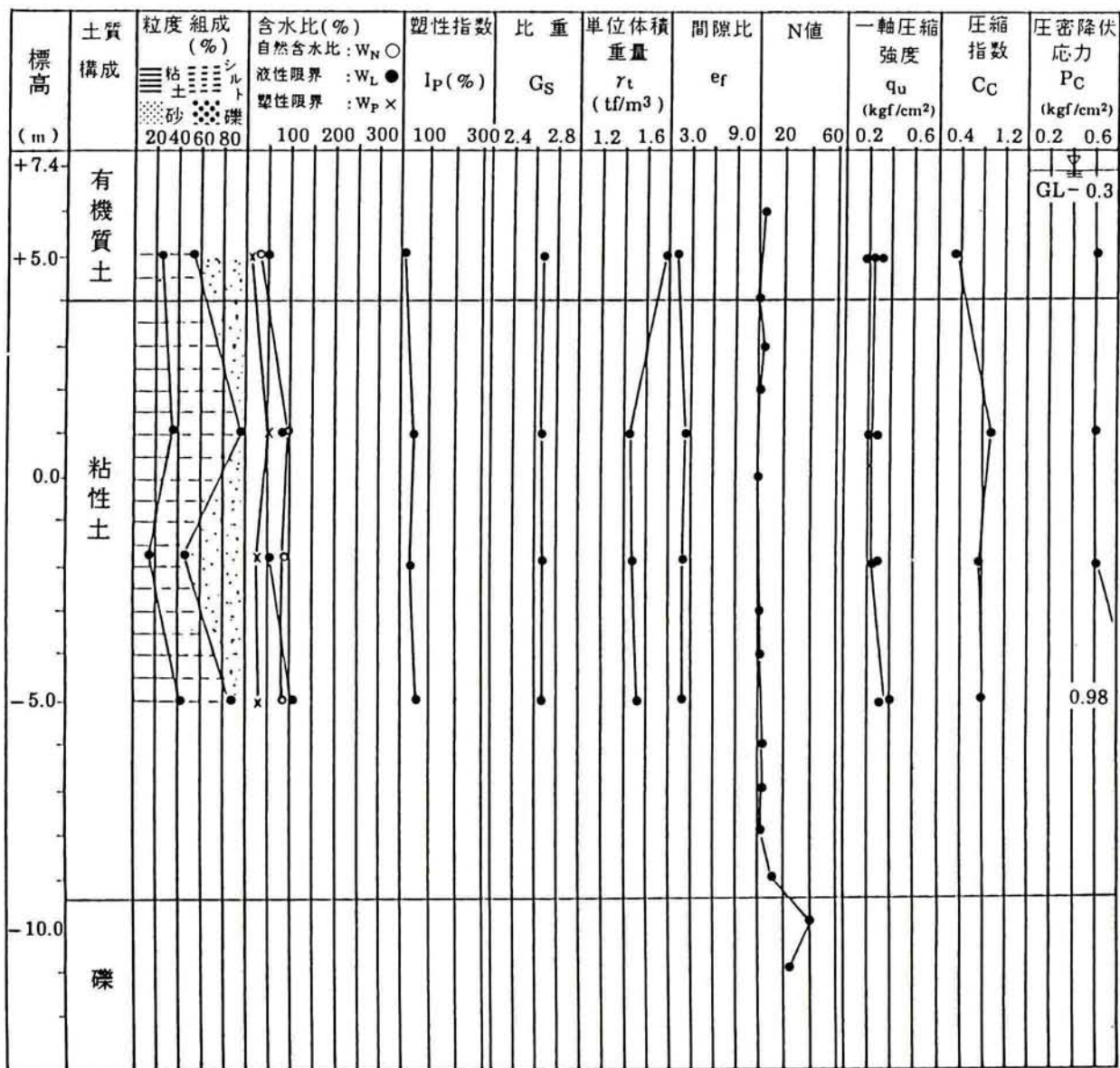


図-2.3.9 現場-3 土質柱状図

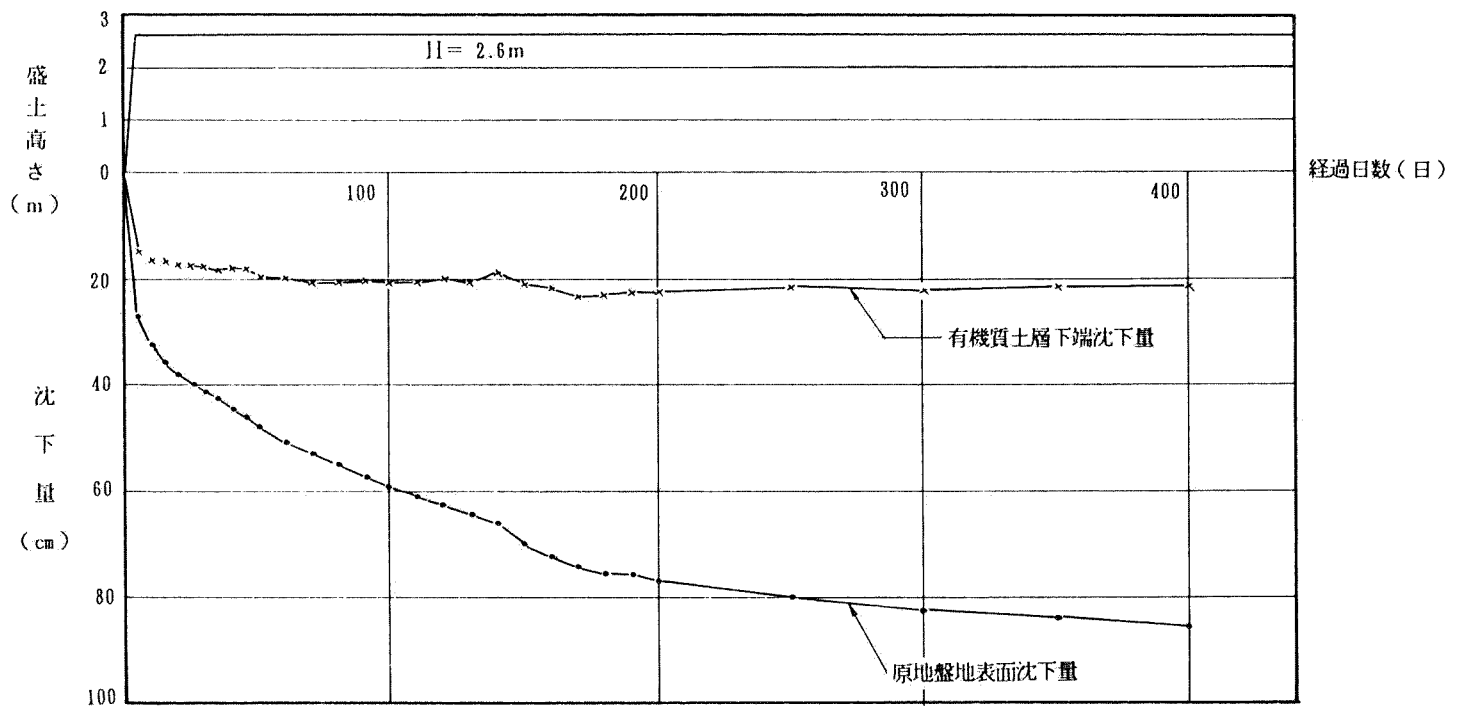


図-2.3.10 現場-3 沈下量経時変化

2-3-4 現場-4(造成工事)

2-3-4-1 工事概要

本工事は、高知県において開発された都市基盤施設整備工事のうち、小学校建設用地と住宅用地の造成が行われた第一期工事である。

将来の地盤沈下をなくすため及び造成工事の工期短縮を図る事を目的として、地盤改良を実施している。地盤改良工事は、造成後の将来の用途あるいは軟弱土層厚により、ドレーンの有無とプレロード高さが異なっている。

本研究では、工事の安全確認と、地盤の盛土に伴う圧密沈下挙動を監視する事を目的として動態観測を行っている箇所のうち、図-2.3.11に示す南西地域を対象としている。ここで、沈下計及び傾斜計のある造成地周辺部はドレーンを用いていない。ただし間隙水圧計のある箇所ではタフネルドレーン工法が用いられている。

盛土は次のように施工された。

第1段盛土	層厚1.0m	施工6日、27日間放置
第2段盛土	層厚1.55m (高さ2.55m)	施工15日、45日間放置
第3段盛土	層厚2.15m (高さ4.7m)	施工15日、110日間放置
第4段盛土	層厚1.6m (高さ6.3m)	施工4日

盛土の法勾配は1:2.38、湿潤重量は 1.85tf/m^3 である。

2-3-4-2 地盤構成

当地域は、標高100m前後の丘陵地に刻まれた谷の出口が、海岸に発達した10m程度の浜堤によってせき止められた湿地帯である。この谷部が湖沼化していたと考えられ、上部は沼沢地性の植物遺骸の集積した腐植土(高有機質土)、下部に海成あるいは湖沼性の粘性土によって形成されている。

動態観測地域の土質柱状図は図-2.3.12に示す。土層構成は、地表面から層厚1.7mの砂質土、層厚5.5mの高有機質土、層厚4.1mの粘性土、そして砂層から成る。最下層の砂以外のN値は、周辺のボーリングデータからみると、上部砂質土のN値は4、高有機質土、粘性土は共にN値0と超軟弱地盤を形成している。

高有機質土は、含水比160～260%と通常の値を示している。

2-3-4-3 計測結果

盛土法尻から18.0m盛土内側の地点の原地盤地表面沈下を図-2.3.13、盛土法尻断面の側方変位を図-2.3.14に、盛土法尻から88.0m内側で深さ3.3mの高有機質土層における過剰間隙水圧を図-2.3.15にそれぞれ示す。地表面沈下は沈下板で測定され、側方変位は挿入式傾斜計、間隙水圧は差動トランス型の水圧系で計測されている。また、盛土開始時の間隙水圧を零点と設定し、それ以後の差分をもって過剰間隙水圧とした。

沈下量は、盛土終了後78日経過した時点で202.0cm、双曲線法による推定最終沈下量は231.0cmである。

最大側方変形は盛土終了後(盛土開始から243日後)深さ5.3m付近の高有機質土層内で生じている。

過剰間隙水圧は、第3段盛土後85日経過した時点で最大値(16.2tf/m²)を生じ、その後減少し、第4段盛土後も減少し続けている。

2-3-5 現場-5 (造成工事)

2-3-5-1 工事概要

本工事は、兵庫県北部の中核工業団地の造成工事である。地盤改良工法としては、バーチカルドレーン工法及びサンドマット工法を主に採用しているが、本研究では造成地域の中で上記の工法を用いず、地盤強度の増加を持つ漸増盛土工のみによる地域を対象としている。(図-2.3.16)。

盛土は次のように施工された。

第1段盛土	層厚 0.5m	施工2日、60日間放置
第2段盛土	層厚 3.4m (高さ3.9m)	施工98日

盛土の法勾配1:1.8、湿潤重量1.9tf/m³である。

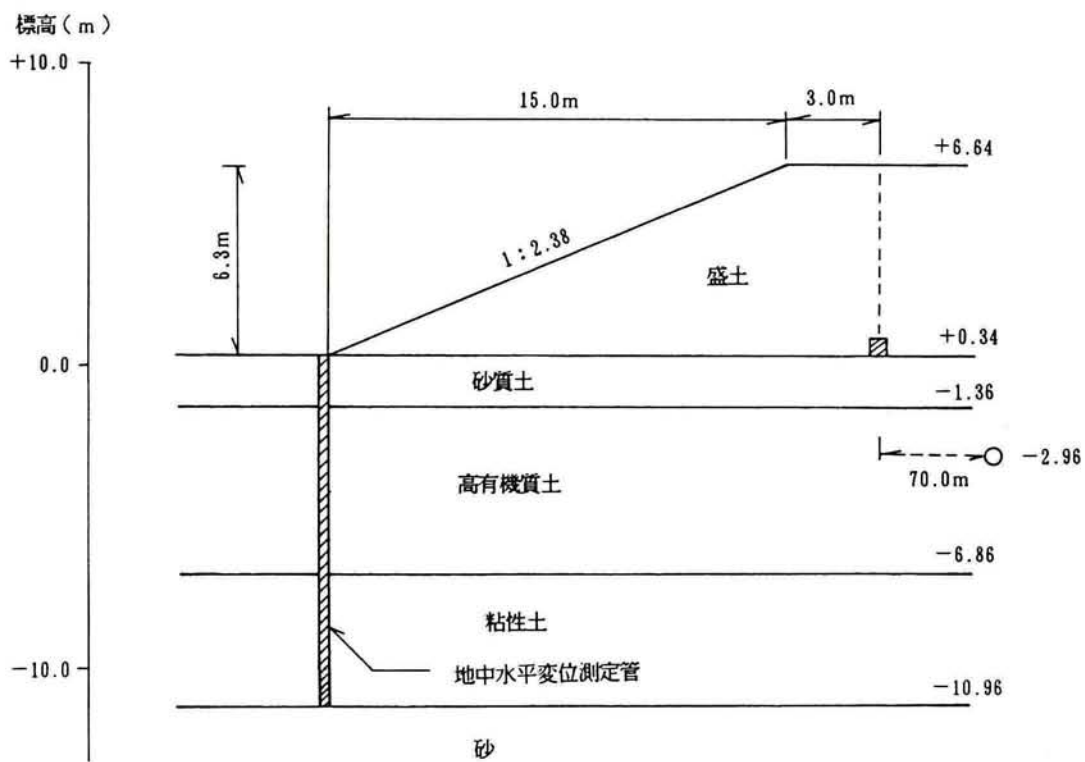
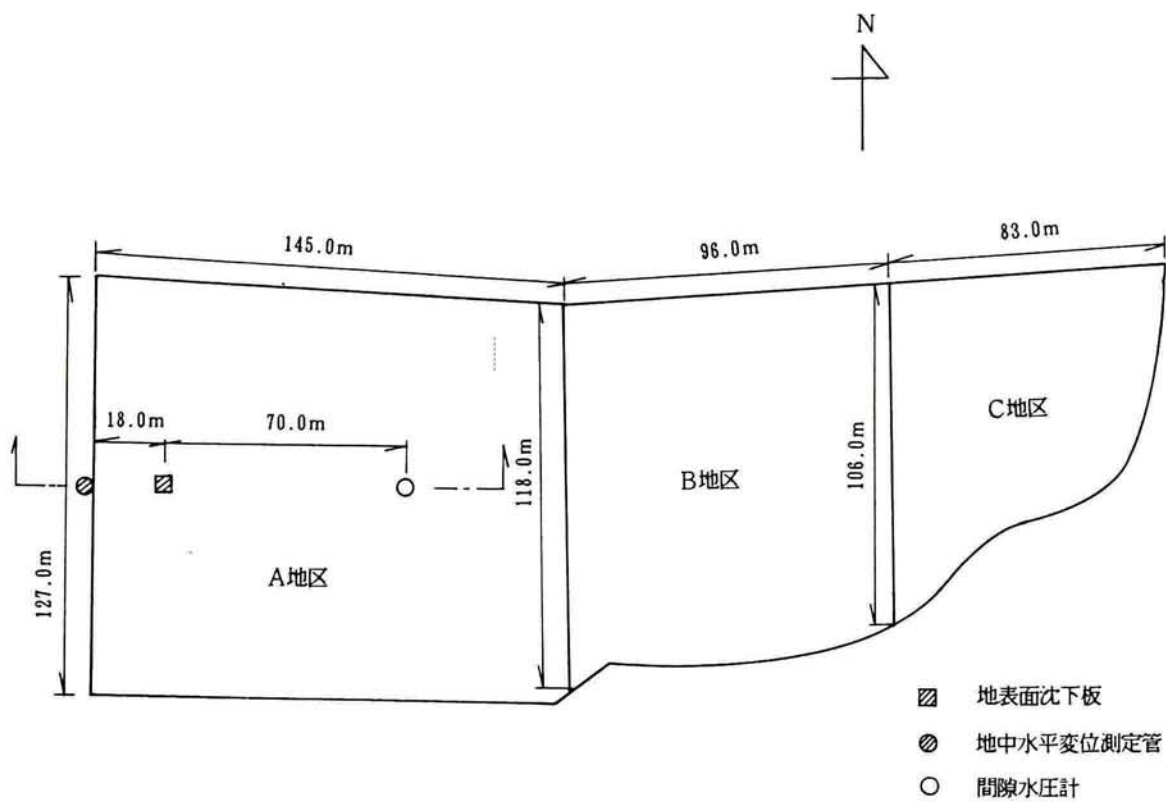


図-2.3.11 現場-4 平面図及び断面図

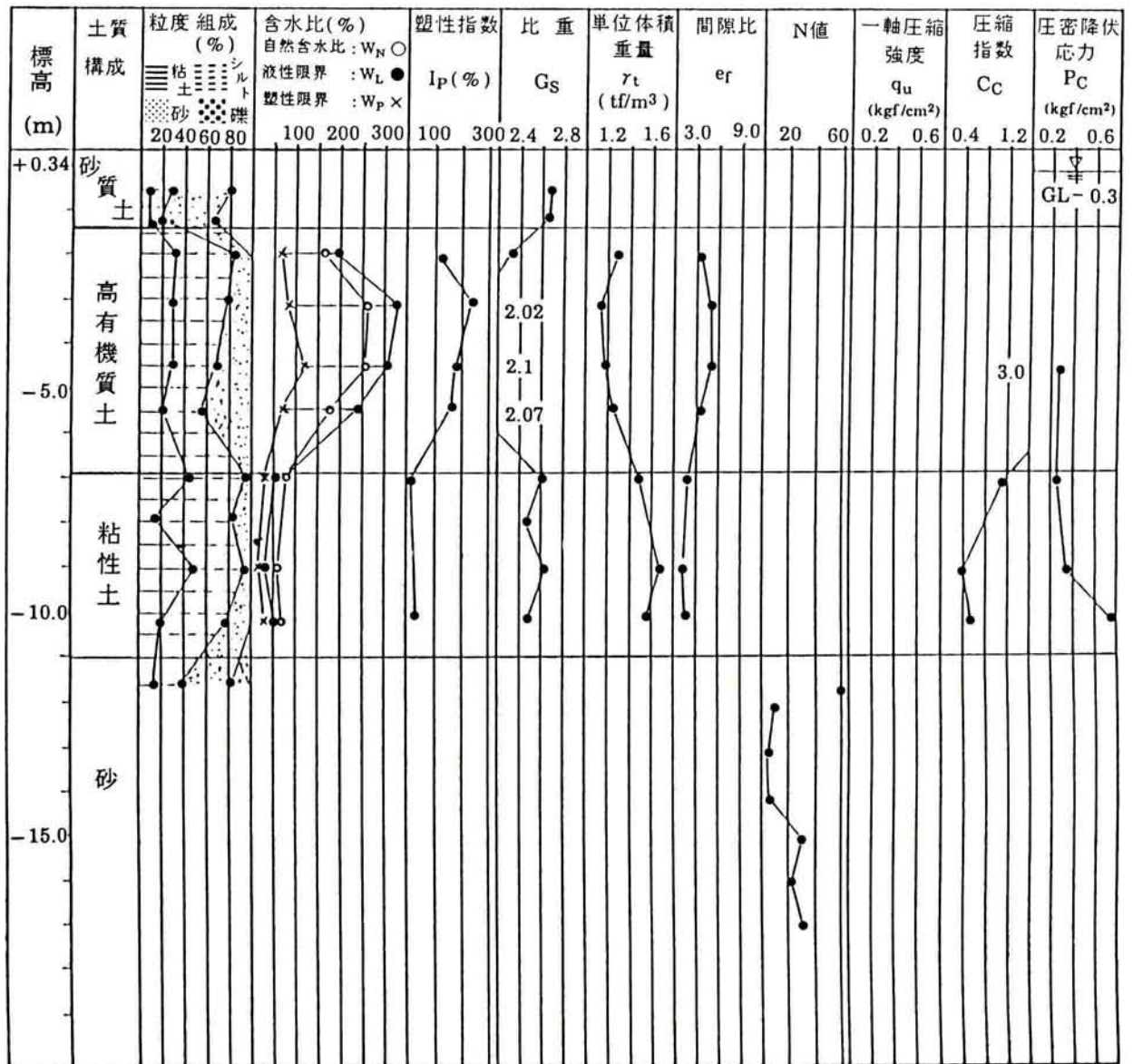


図-2.3.12 現場-4 土質柱状図

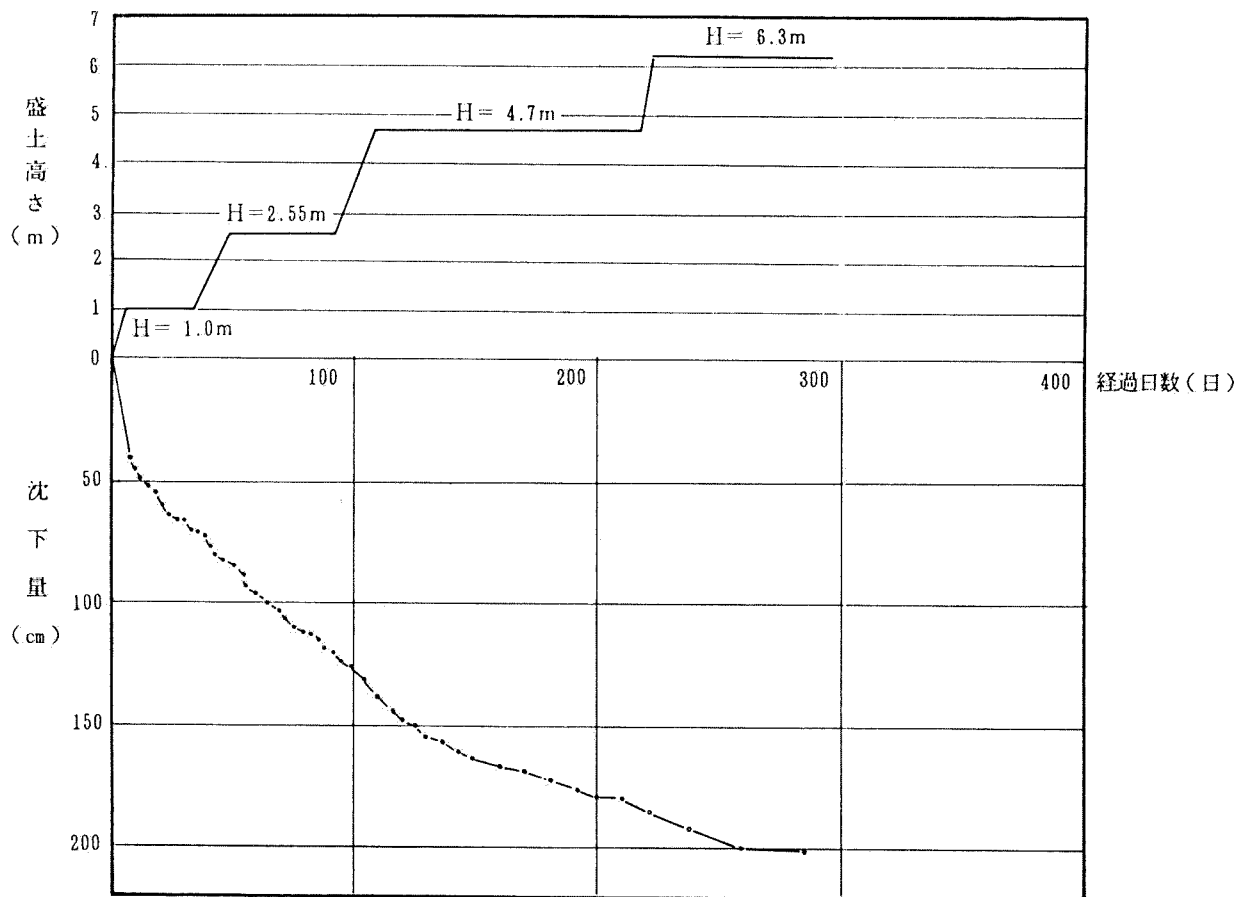


図-2.3.13 現場-4 沈下量経時変化

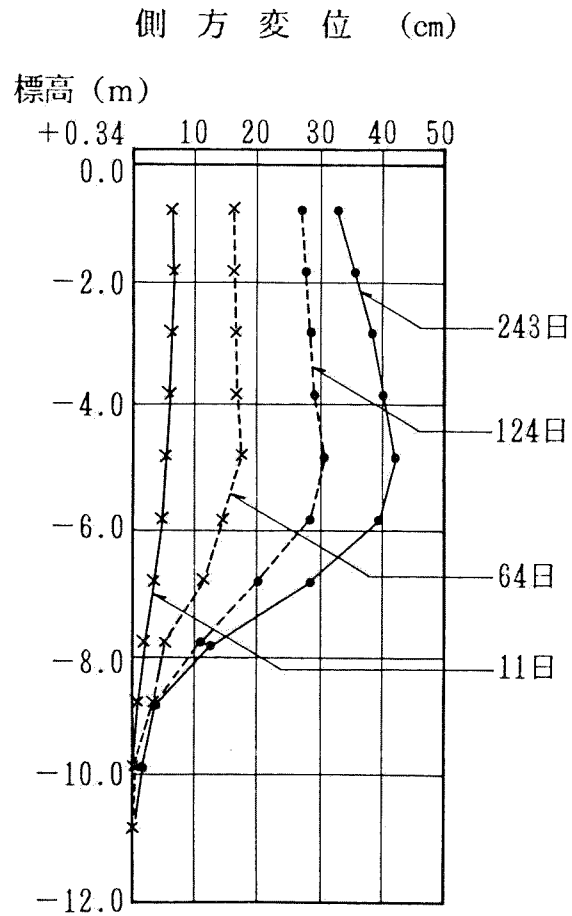


図-2.3.14 現場-4 地中側方変形

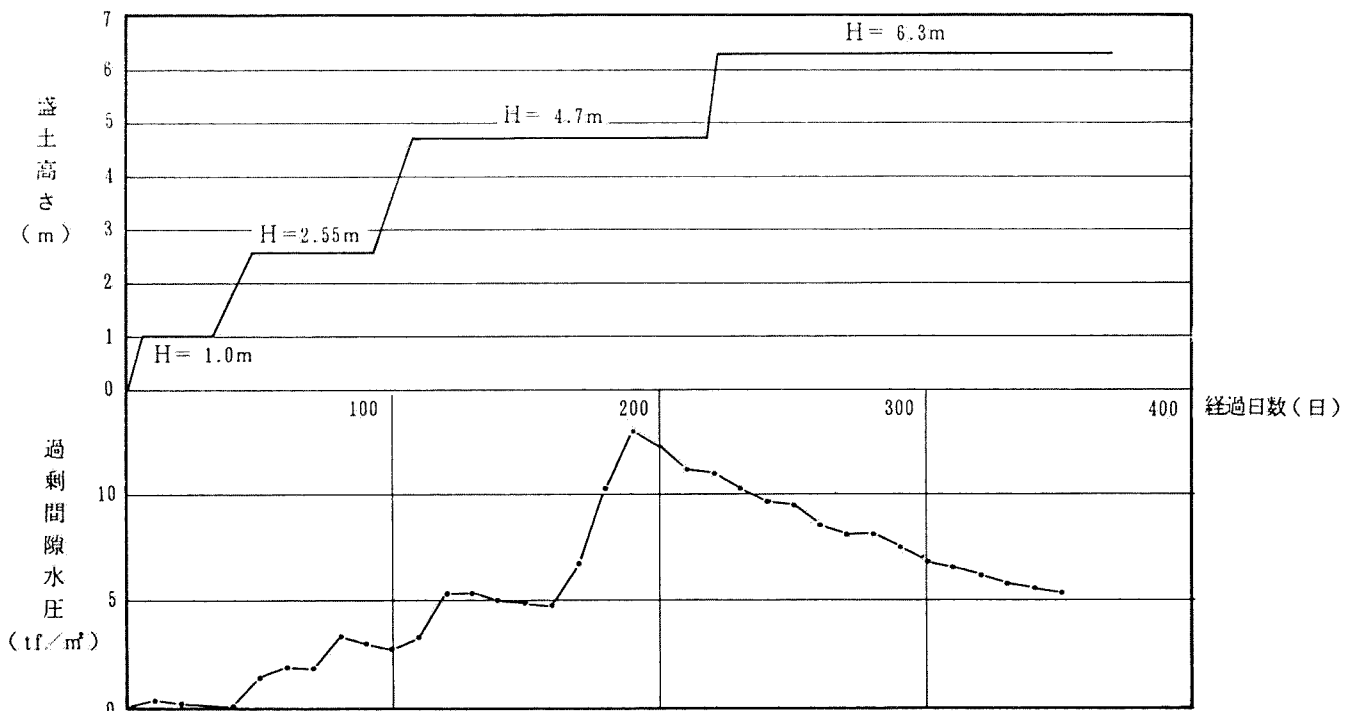


図-2.3.15 現場-4 過剰間隙水圧経時変化

2-3-5-2 地盤構成

当地域は、中世代白亜紀後期の山陰型花崗岩類を基盤として、その上に新世代第三紀中新世の北但層群、さらに第4紀完新世の沖積層及び崖錘性堆積物が堆積している。沖積層は穴貝川及び立石川沿いに近く分布するもので、一般に河川堆積物や海進によって堆積した軟弱な粘性土層や緩い砂質土層からなる。

動態観測地域の土質柱状図は図-2.3.17に示す。土層構成は上から層厚2.45mの高有機質土、層厚3.45mの砂、層厚10.0mの粘性土、層厚4.1mの砂質土そして支持層の礫からなっている。ここでは、特にN値0の粘性土層が沈下等に影響を及ぼすものと思われる。一方、一軸圧縮強度は深さ方向に増加する傾向を示している。

2-3-5-3 計測結果

盛土法尻から22.0m盛土内側の原地盤地表面の沈下、盛土法尻断面の側方変形、及び上記の沈下板の下深さ10.0m地点における過剰間隙水圧を図-2.3.18から図-2.3.20に示す。

沈下量は盛土終了後42日経過した時点で155.0cmを示しているが、図-2.3.18からみてわかるように、平均圧密度としてはまだ小さく圧密過程の途中段階で計測は種々の理由により終了している。双曲線法により最終沈下量を推定すると、244.3cmとなる。

側方変形量は、盛り立て初期の段階において盛土側に引き込まれる形になっている(図-2.3.19参照)。盛土終了時(盛土開始から159日後)の最大側方変形が6.5cm生じているのに対して、盛土終了後22日経過した時点における最大側方変形量は21.5cmと盛土終了後に大部分の側方変形が生じている。最大側方変形量が生じている地点は深さ8.0m前後の粘性土層上部中である。

過剰間隙水圧は、盛立て過程に従って増加しているが、盛立て終了前から消散していく傾向をみせている。

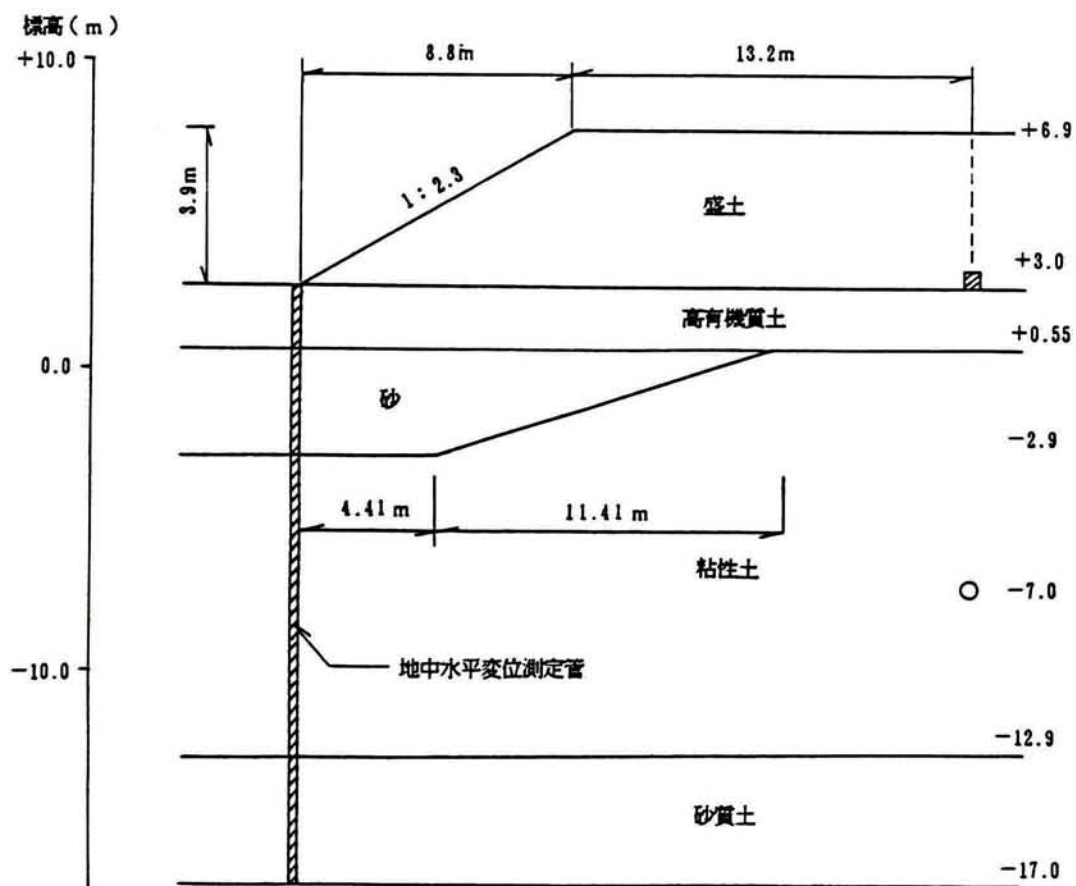
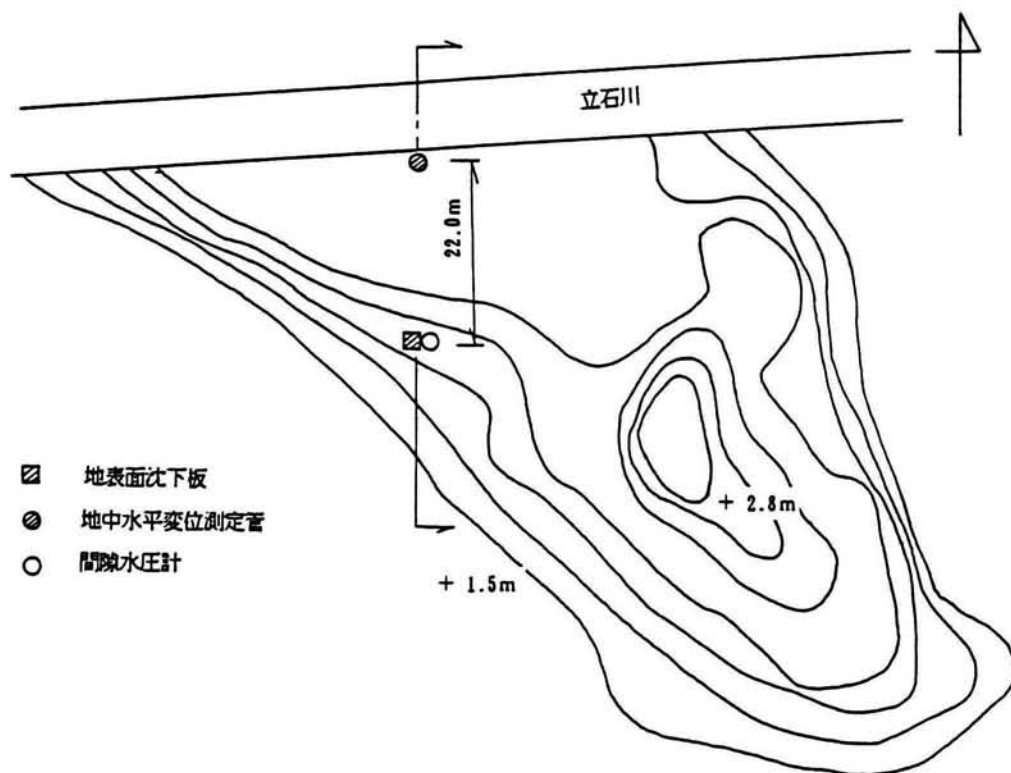


図-2.3.16 現場-5 平面図及び断面図

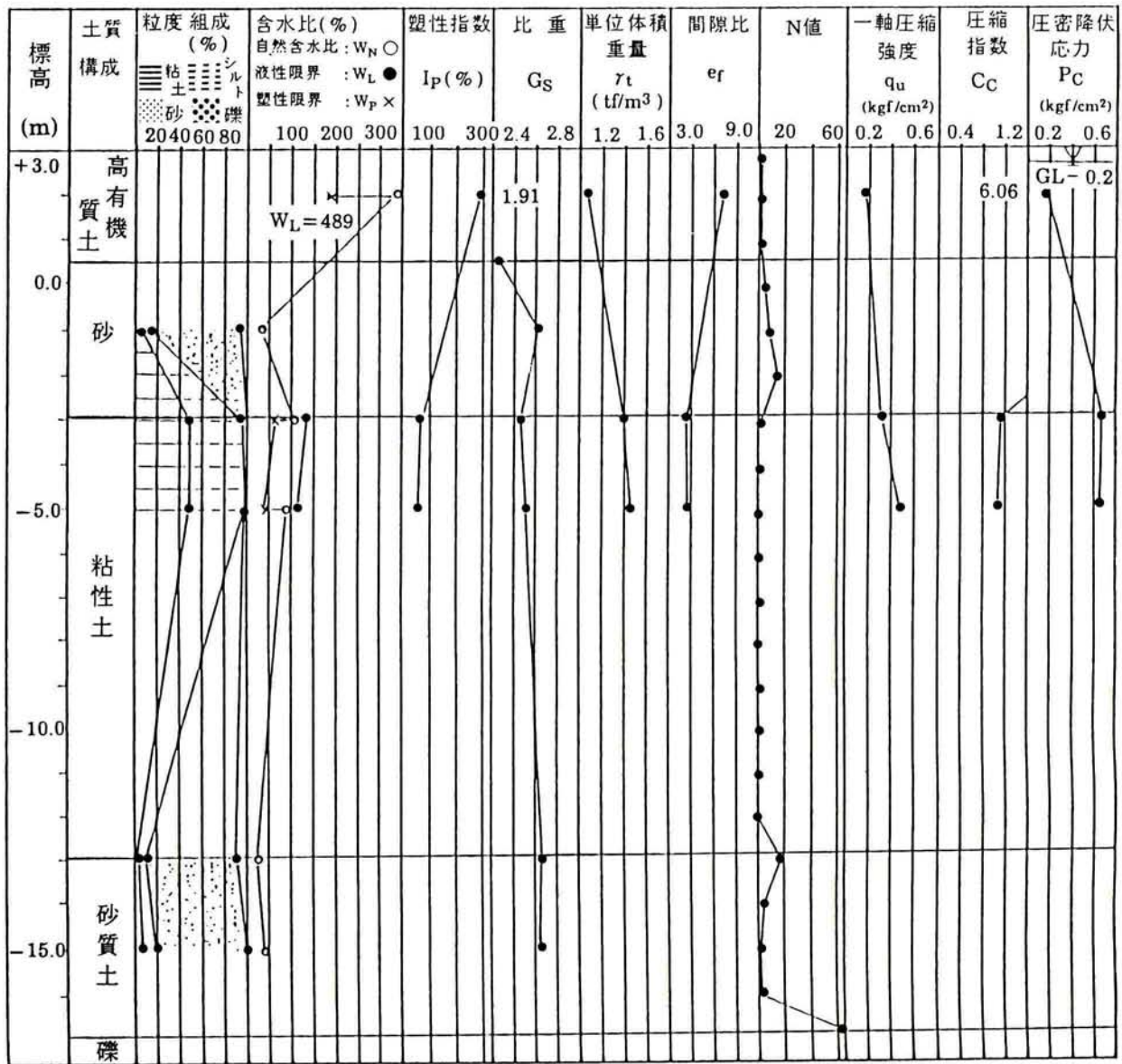


図-2.3.17 現場-5 土質柱状図

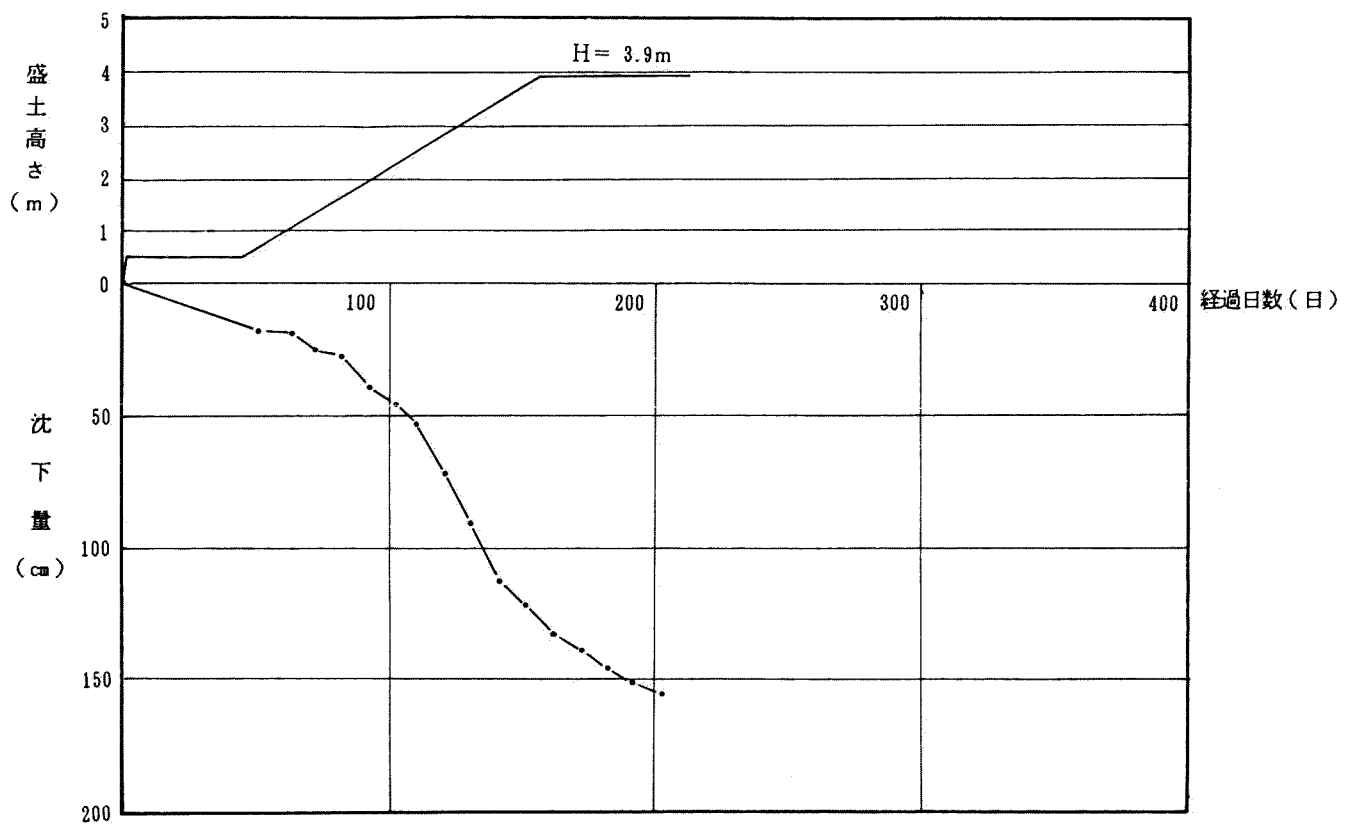


図-2.3.18 現場-5 沈下量経時変化

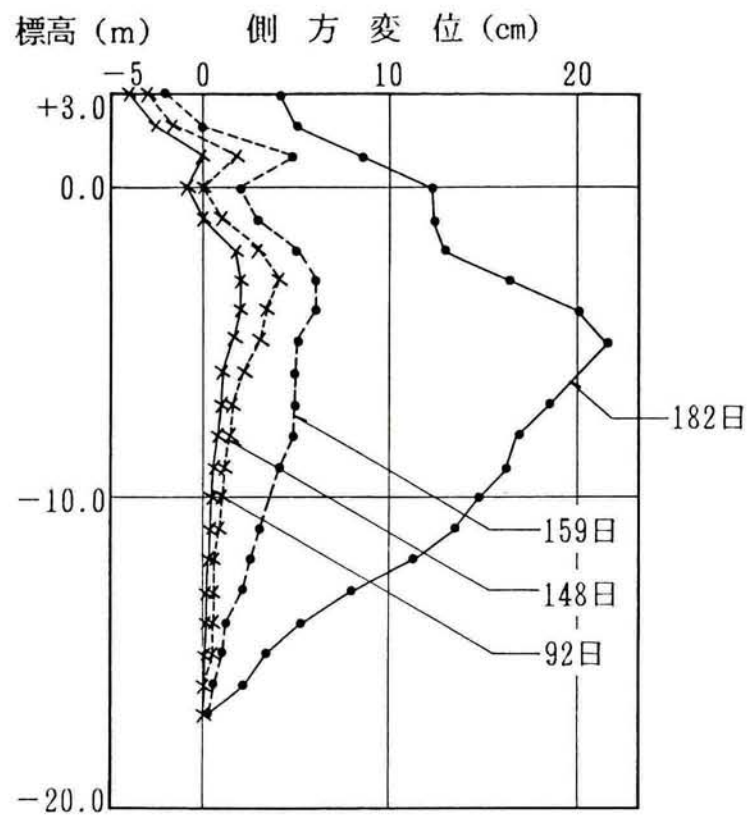


図-2.3.19 現場-5 地中側方変形

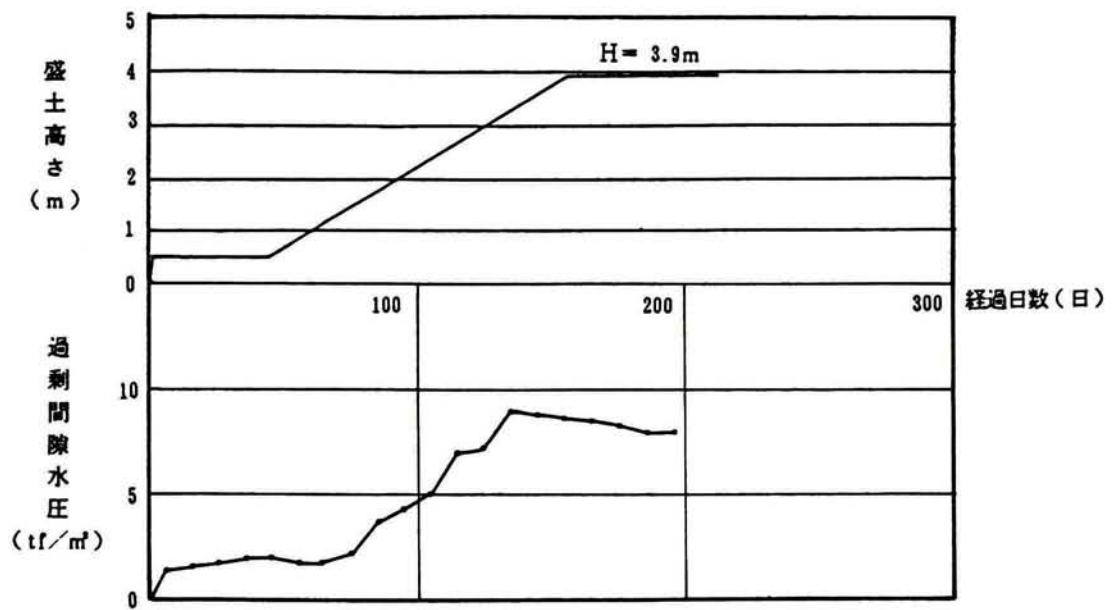


図-2.3.20 現場-5 過剰間隙水圧経時変化

2-3-6 現場-6(造成工事)

2-3-6-1 工事概要

本工事は、千葉県北東部の大規模(約65ha)宅地造成工事である。人工ドレーン、バックドレーンの改良工にプレロード工の併用工法による地盤改良が主として実施されている。

本研究では、ドレーン工法を用いず盛土載荷のみ行っている地域を対象とする(図-2.3.21)。

盛土は次の手順で施工された。

第1段盛土	層厚 1.4m	施工2日、12日間放置
第2段盛土	層厚 0.9m(高さ2.3m)	施工1日、5日間放置
第3段盛土	層厚 1.7m(高さ4.0m)	施工1日、1日間放置
第3段盛土撤去	(高さ2.3m)	施工1日

盛土の法勾配は1:2.0、湿潤重量は1.63tf/m³である。

2-3-6-2 地盤構成

当地域は、下総台地上を覆っていた関東ローム層や松戸粘土層、さらには成田層の一部が、主に有楽町海進やその後の鹿島川の氾濫によって浸食され、流出しそこに沖積層が堆積したものである。

鹿島川を中心に広がる沖積層は、腐植土を主体とする軟弱地盤であり、かつての鹿島川がいかにか蛇行し、かつ氾濫を繰り返していたかは、不規則に存在する薄い砂質土層の存在から明らかである。

動態観測地域の土質柱状図は図-2.3.22に示す。含水比130~210%の有機質土層が11.8mの層厚を持ち、その一軸圧縮強度は0.2kgf/cm²前後であり、N値は1~2程度の軟弱地盤である。その下にN値10程度の砂質土層が6.2mあってN値50以上の支持層に達している。

2-3-6-3 計測結果

盛土法尻から盛土内側8.0mの原地盤地表面における沈下、及び盛土法尻での側方変位を図-2.3.23、図-2.3.24にそれぞれ示す。

沈下量は盛土を開始して30日経過後において47.5cmである。2-4節の数値解析では線形弾性解析を行っており、盛土撤去のような除荷過程を表現できないので第2段階盛土による沈下や側方変形を計算している。従って解析結果と比較する上で、第2段盛土の実測値に対して双曲線法を適用して推定すると32.3cmとなる。

側方変形は、第3段盛土以前の実測値のみを図示しているが、有機質土層内でならかな側方変形分布を示している。

2-3-7 現場-7(土留め工事)

2-3-7-1 工事概要

本工事は、高層ツインビル建設工事における基礎部掘削のための土留め工事である。当ビルは隅田川に隣接した軟弱地盤に建設され、敷地のほぼ全面に地下があり、平面的には81m×119mと41m×64mとの矩形状で深さ14.5mの地下掘削工事である。地下掘削工事に際しては、土圧・水圧に対応できる剛性と止水性が必要とされるところから、場所打ソイルセメント杭柱列工法による土留め壁を採用している。掘削は切梁4段の5段掘削で、鋼製の切梁及び腹起しを用いている。

動態観測は、各施工段階ごとに計画との相違の有無を調べ、安全性を確認しながら施工を進めるために実施された。

本研究では、図-2.3.25の平面図に示す断面を対象としている。

この図には、傾斜計による土留め傾斜計測位置もしめしている。勿論、この他に周辺地盤沈下測定や地下水位の測定も行っているが、公表できるデータとして土留め傾斜計測位置のみを示している。

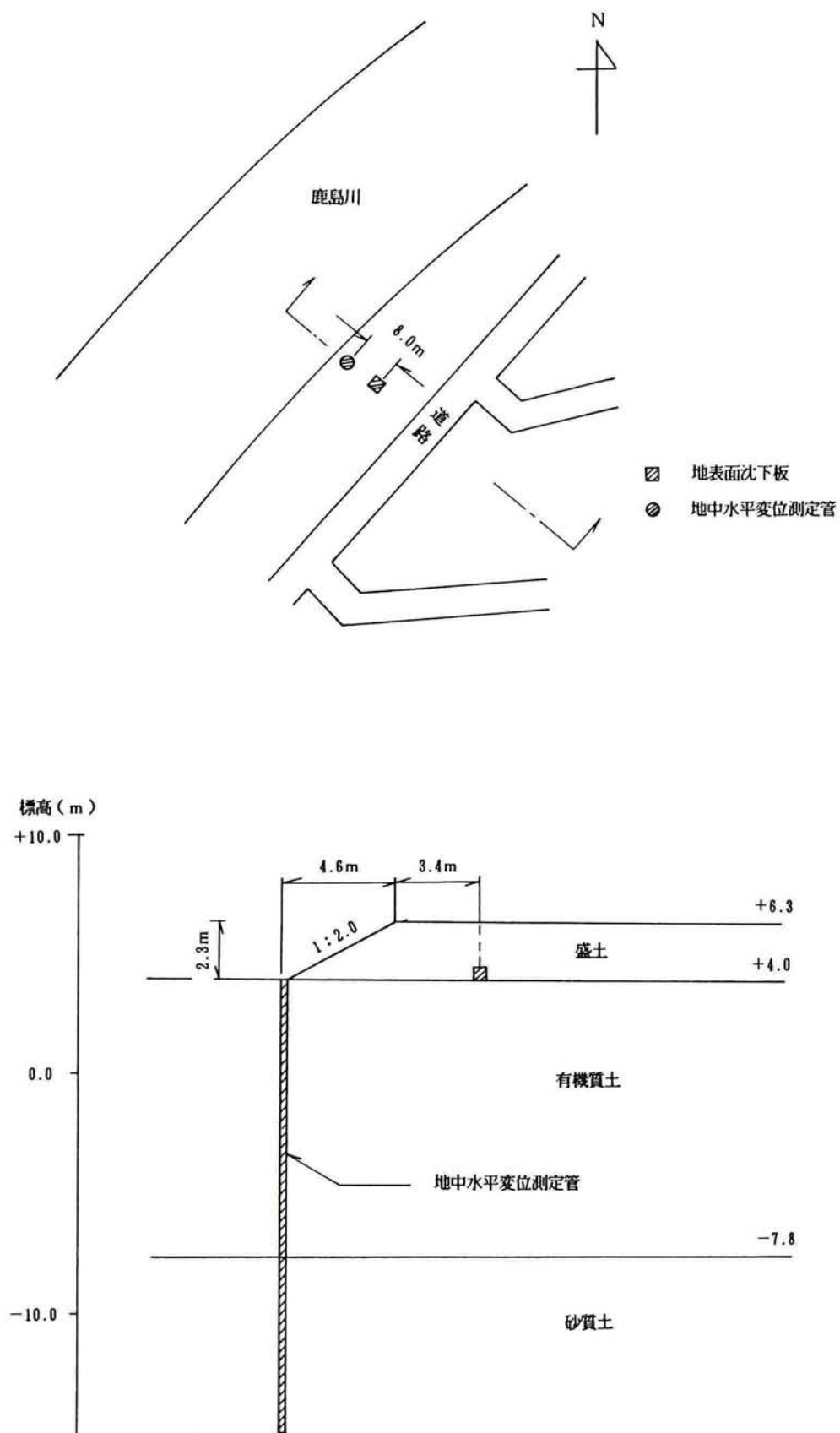


図-2.3.21 現場-6 平面図及び断面図

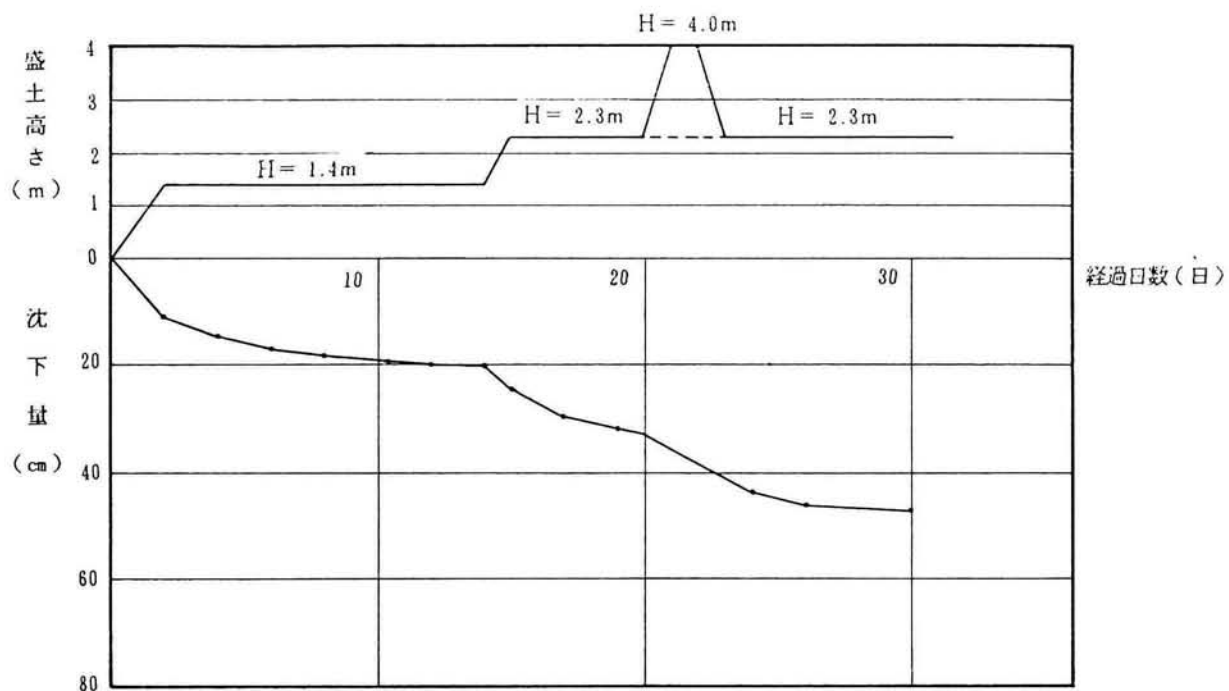


図-2.3.23 現場-6 沈下量経時変化

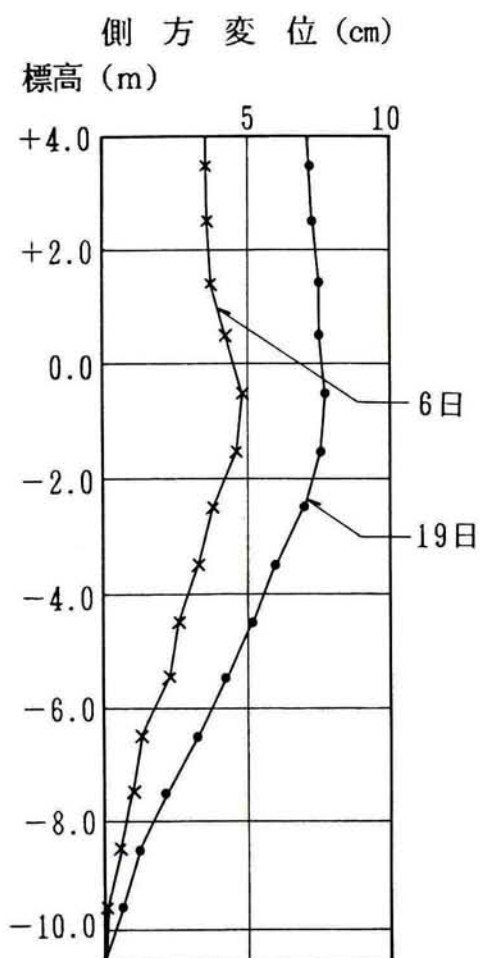


図-2.3.24 現場-6 地中側方変形

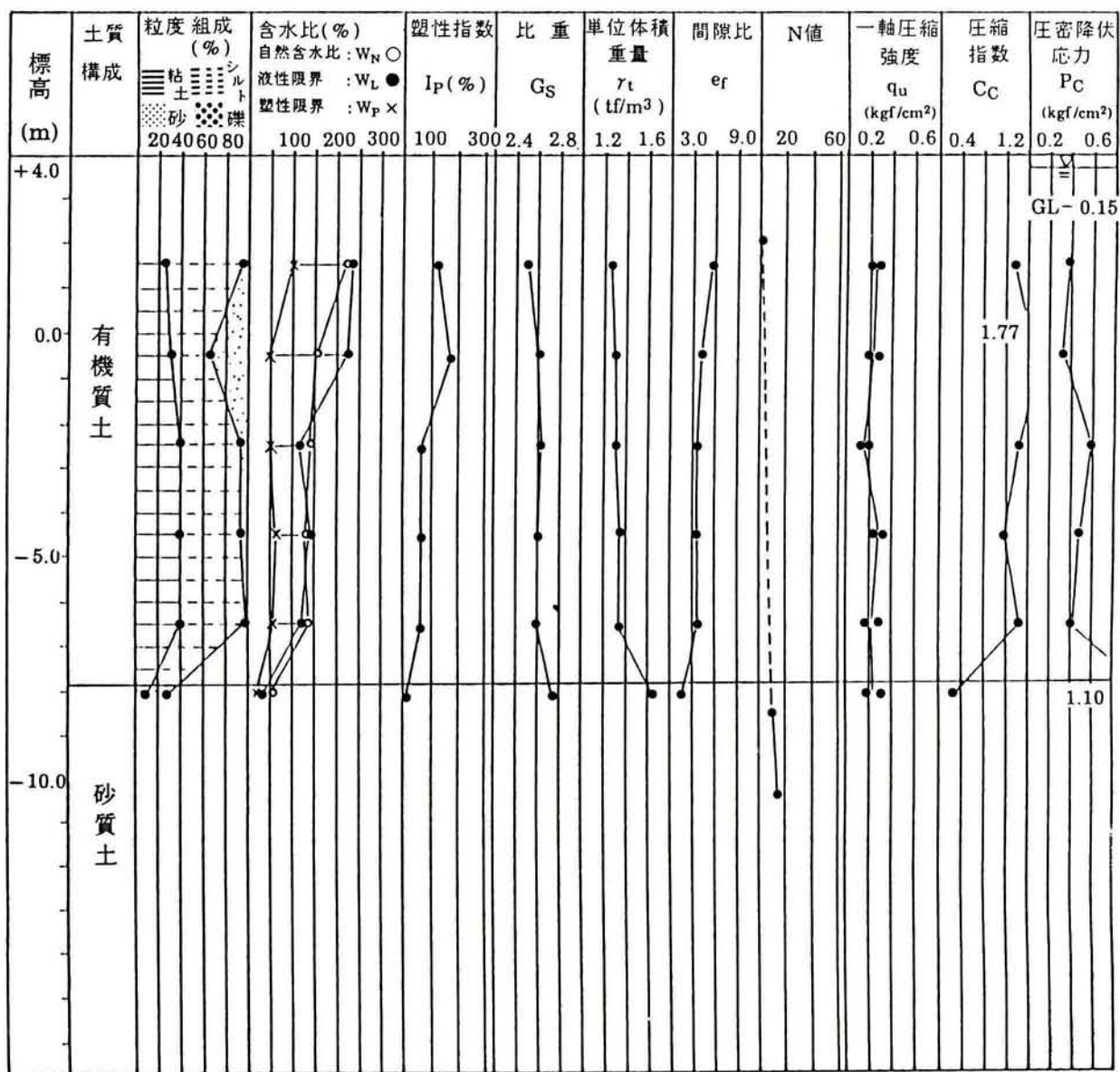


図-2.3.22 現場-6 土質柱状図

2-3-7-2 地盤構成

当地域は、隅田川河口部右岸の沖積低地帯に位置しその土質柱状図は図-2.3.26に示す。

支持層は(東京)礫層であり、シルト層は大部分が有楽町層(N値=0~3)で、一部東京層を含んでいる。前者は正規圧密ないしわずかに過圧密の状態にあると判断できるが、後者は洪積粘性土であり、過圧密状態にある。また、地下水位はGL-1.70mに存在する。

2-3-7-3 計測結果

傾斜計から得られる各掘削ステージごとの土留め壁の水平変位分布を図-2.3.27に示す。最終掘削ステージにおける水平変位の最大値は26mmで深さ約11mのシルト層に生じている。3段掘削までは水平変位の分布形が逐次変化するが4段、5段掘削ではあまり変わらず落ち着いている。

2-3-8 現場-8(土留め工事)

2-3-8-1 工事概要

本工事は、高層ビル建設工事における基礎部掘削のための土留め工事である。構造物の概要はG.L.-13.0~-15.0m付近を床付とした地階を有する地上25階の高層建築物で一部は低層部を含むものである。

日本国有鉄道の有楽町駅と新橋駅の間で、路線より約200m離れたところに位置している。この敷地は北側に20階建の高層ホテルと南側に10階建程度のオフィスのビルに囲まれている。また西側は日比谷公園に面し日比谷通りの下には地下鉄が走行しており、敷地周辺に各種構造物が存在し施工安全管理が重要課題である。

土留め壁には、RC地下連続壁を用いている。本研究では動態観測のうち図-2.3.28に示す断面を対象としている。

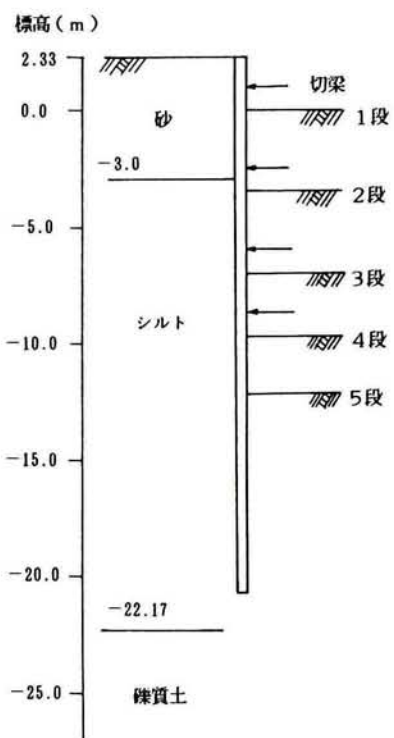
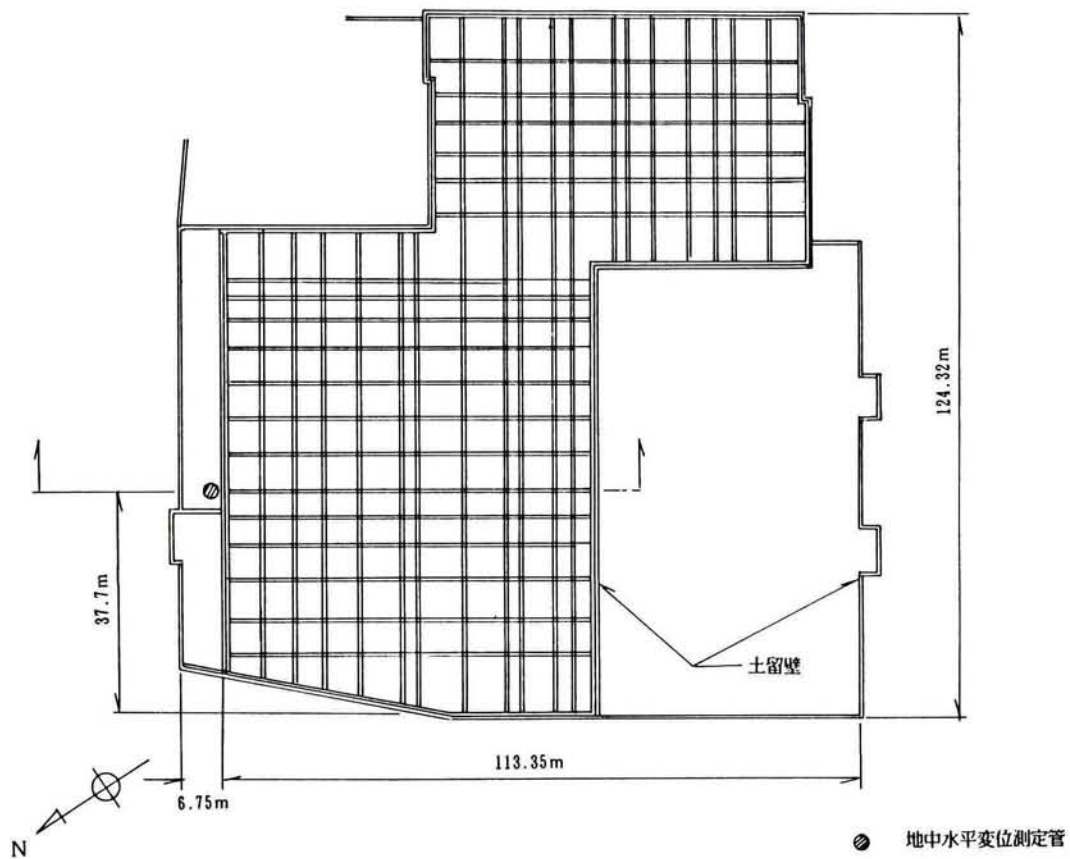


図-2.3.25 現場-7 平面図及び断面図

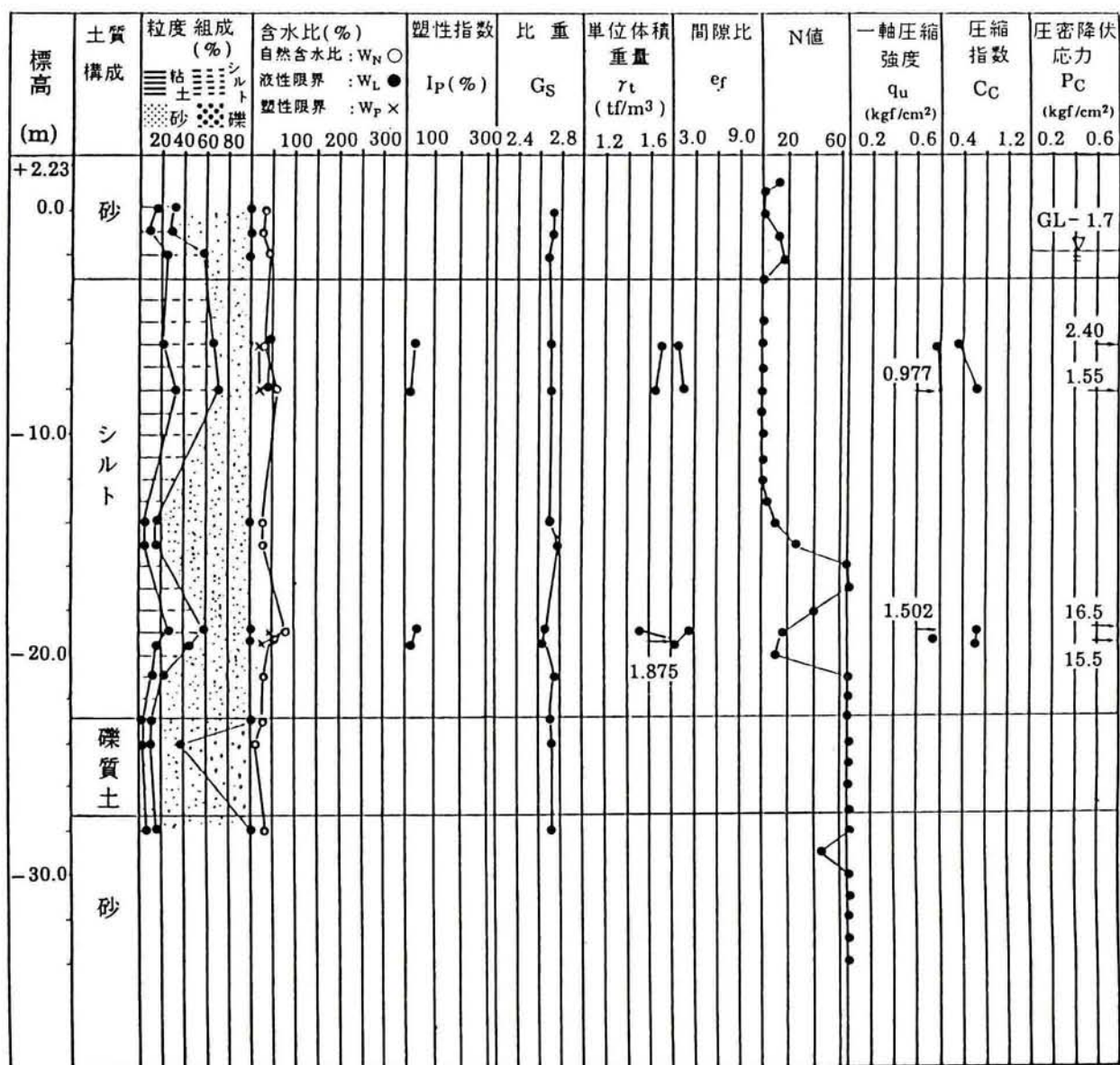


図-2.3.26 現場-7 土質柱状図

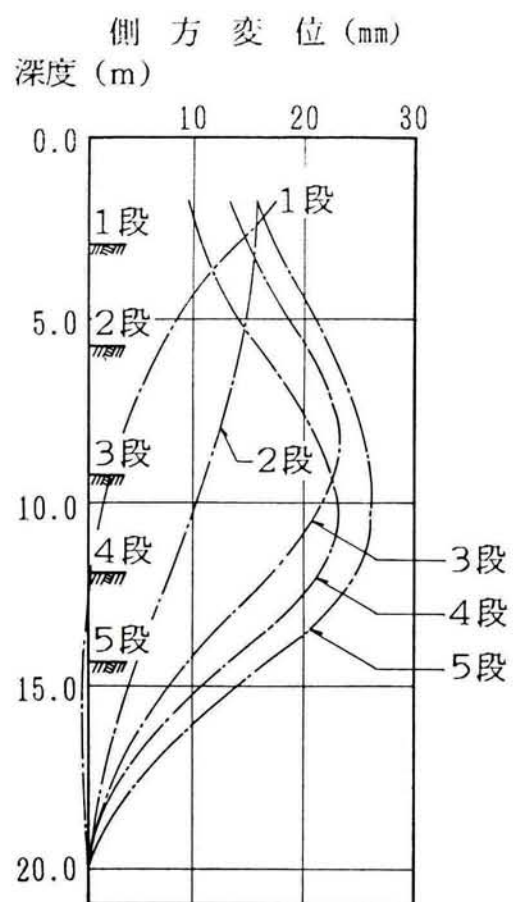


図-2.3.27 現場-7 側方変形分布

2-3-8-2 地盤構成

この付近は、東京低地と呼ばれる沖積層で覆われ、近辺は埋没谷あるいは埋没台地が存在する。この沖積層である有楽町層の下部は洪積世の東京礫層が存在し、この礫層を支持層としている点は前述の現場-7と同じである。また、東京礫層の下部は、下部東京層といわれる洪積世初期の江戸川層が厚く堆積している。この江戸川層は、若干粘土及び砂礫をはさむものの均一な細砂であり、非常に堅固な地層である。

当敷地の土質柱状図を図-2.3.29に示す。土層構成は上から順に埋土、シルト、砂からなり、シルト層は層厚が約20m、N値が0と軟弱地盤を成している。埋土は層厚約4mでN値が2前後と軟らかい状態である。シルト層は、詳しくいえば上部が砂質シルト、中間部がシルト、下部が砂質粘土で構成されている。

2-3-8-3 計測結果

挿入式傾斜計から得られた土留め壁変形を図-2.2.30に示す。最終的な側方変形の最大値は9.3cmである。1段から3段掘削までの側方変形形状が逐一変化するのに対して4段から6段掘削までに大きな変化がないのは現場-7の土留め壁の挙動と同じである。1段の掘削時では地表面において4.3cmの側方変形が生じている。土留め壁の変形以外のデータについては前述の現場-7同様割愛する。

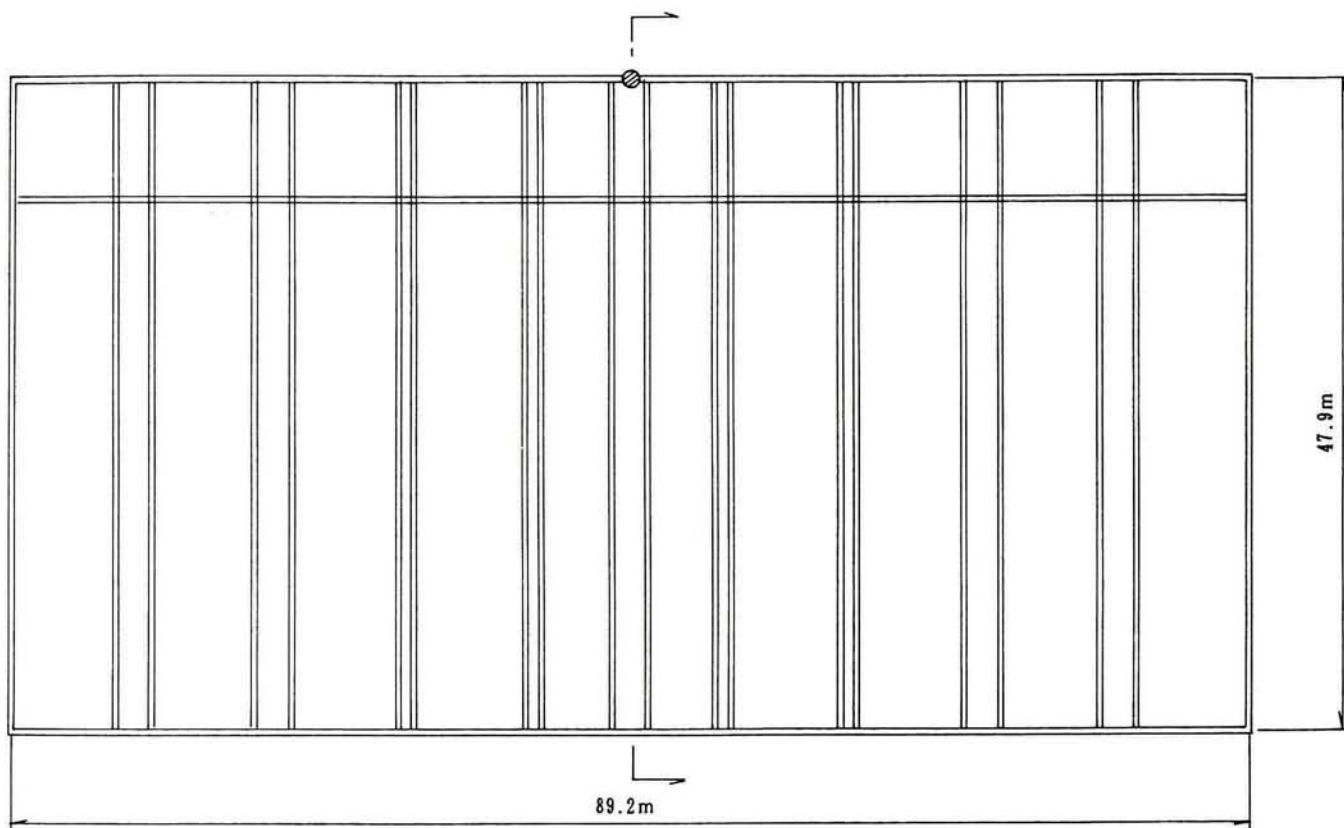
2-3-9 現場-9 (掘削土留め工事)

2-3-9-1 工事概要

本工事は、既存道路の延長工事で、まずオープン掘削した後、コンクリートトンネルの躯体施工が行われ、埋戻した後、道路トンネルとして使用に供する予定である。本研究ではこのうちの掘削、土留め工事を取り上げた。

本工事施工場所は、羽田沖展開計画にかかわる埋立地内にあり、超軟弱地盤といえる土質である。

土留め壁にはφ800の鋼管矢板が用いられている。



⊙ 地中水平変位測定管

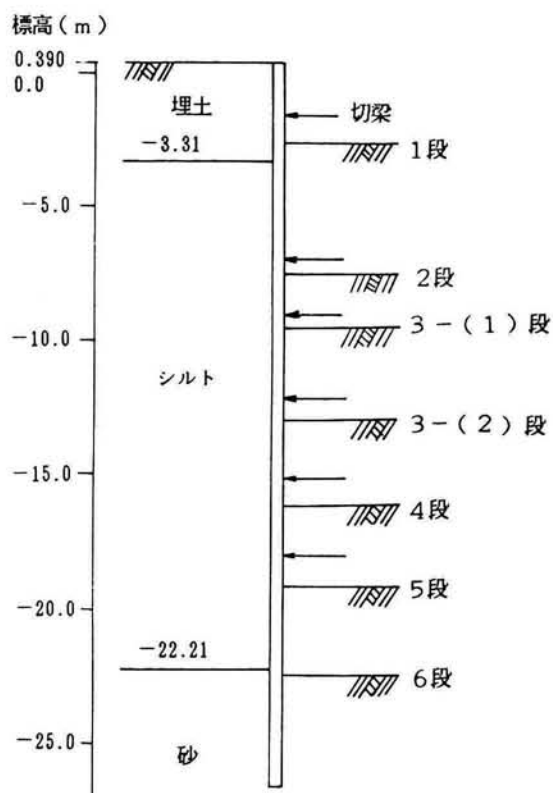


図-2.3.28 現場-8 平面図及び断面図
-60-

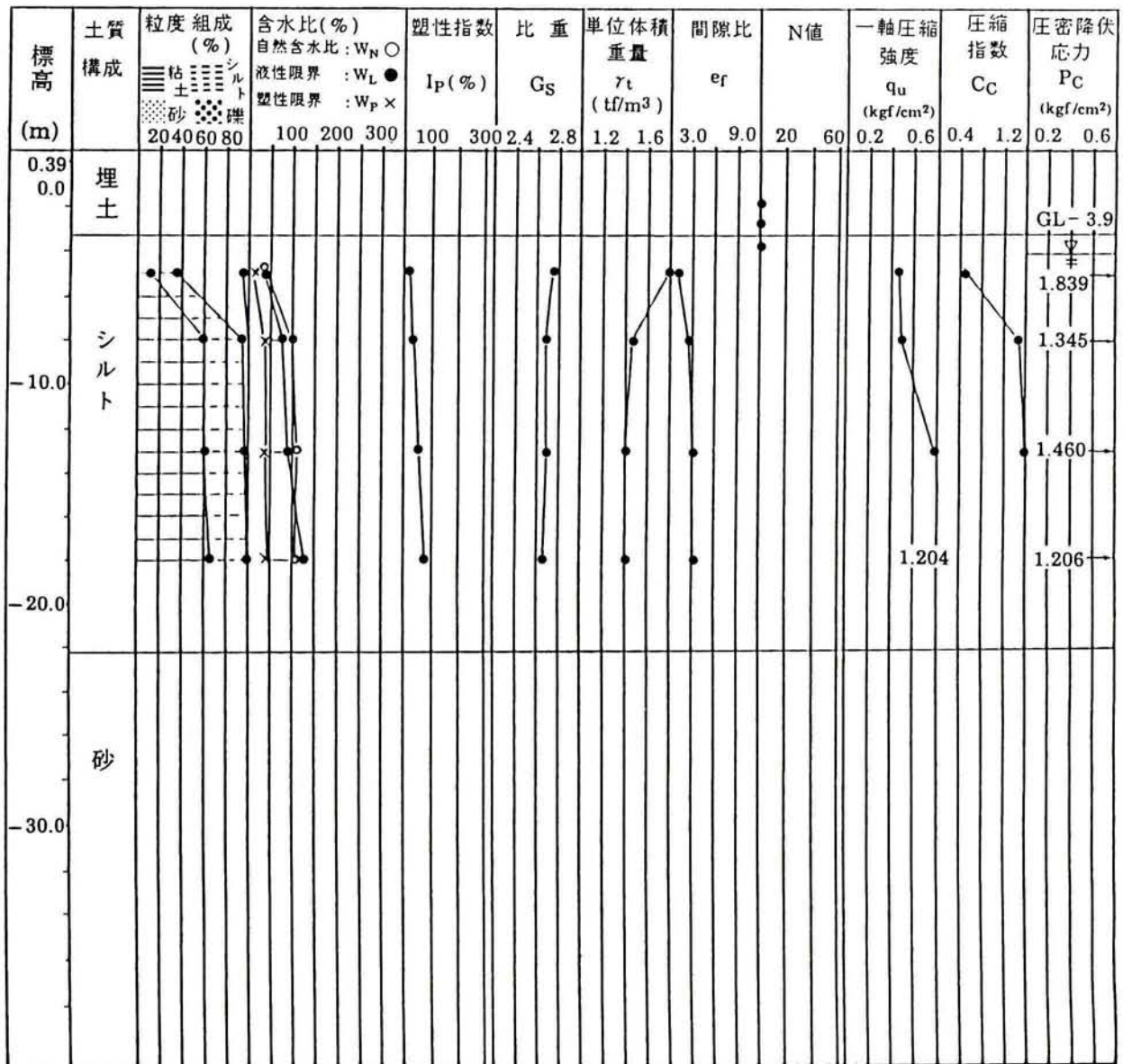


図-2.3.29 現場-8 土質柱状図

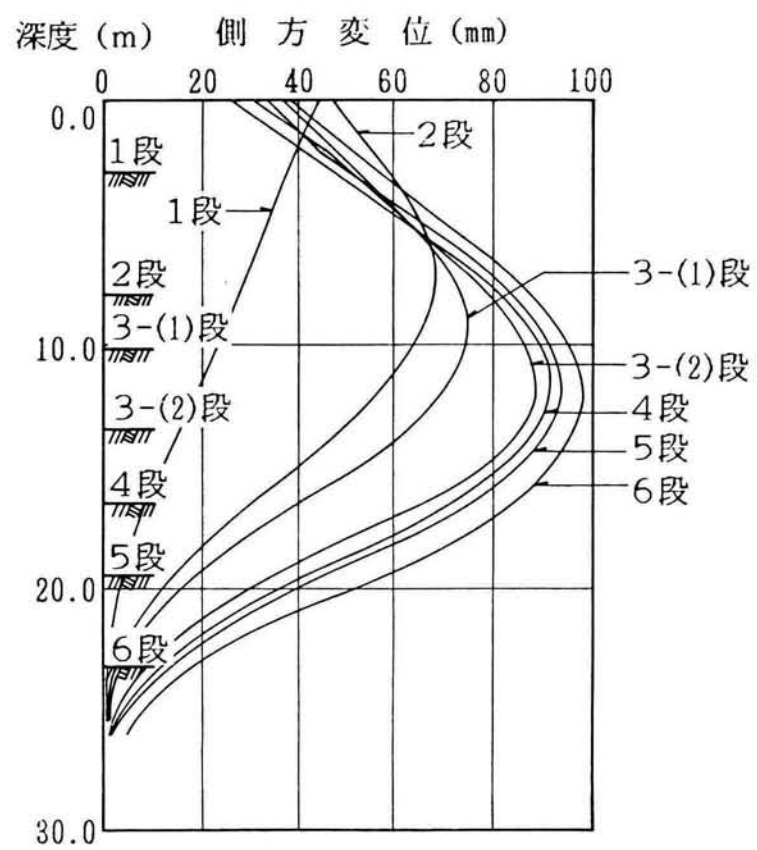


図-2.3.30 現場-8 側方変形分布

超軟弱地盤であるため、深層混合処理工による地盤改良の後、掘削が行われている。図-2.3.31に平面図と断面図を示す。2断面4ヶ所で動態観測が行われているが、本研究では主計測地点である I ~ I' 断面を対象としている。図中の斜線部が深層混合処理(上層:深度2m~15.5m、下層:15.5m~27m)を行った部分である。また同図中には固定式傾斜計、及び水準測量点(背面地盤沈下計測点)のそれぞれの位置も示している。

図-2.3.32に当地点での各掘削位置及び切梁位置を示す。合計5段の掘削が行われ、最終掘削深さは18.3mである。

2-3-9-2 地盤構成

本工事地点は、東京湾沿岸の埋立地上にあり、多摩川低地に属し、その土質柱状図を図-2.3.33に示す。土層構成は、上から順に埋土、粘土砂、及びシルトとなっている。埋土は碎石が主体で、N値は7前後である。粘土層は、層厚が1メートルで臨海低地に普遍的に分布する海成粘性土であり、N値が2前後の柔らかい粘土である。砂層は粒子が比較的均一で若干シルトを含んでいる。N値は18前後で締った砂層である。シルト層はN値3前後の軟弱な層であり、砂、腐植物を含んでおり、含水比は50%程度である。

深層混合処理による地盤改良を深度2mから深度15.5m(上層)及び深度15.5mから深度27m(下層)の地盤で合計25mにわたって実施している。

地盤改良による現場目標強度として上層、下層それぞれ、一軸圧縮強度 q_u : 15tf/m²、及び50 tf/m²が設定されているが、改良後に得られた試料の平均一軸圧縮強度と E_{50} は上層が $q_u=43$ tf/m² 及び $E_{50}=7400$ tf/m²、下層が $q_u=121$ tf/m² 及び $E_{50}=23400$ tf/m² であった。

2-3-9-3 計測結果

土留め壁側方変形の観測結果を図-2.3.34(a)に示す。この図は、現場-7及び現場-8のケースと同じく、土留め壁下端からの相対変位をプロットしたものであるが、掘削が進むにつれて土留め壁が背面側に戻っているかのようにみえる。しかし、これは当現場の場合土留め壁が支持層まで届いておらず、地盤改良を行ったとはいえ土留め壁下端が掘削につれて掘削側に変形しているためである。図-2.3.34(b)に土留め壁の絶対側方変位を示した。この図から、当現場の場合、土留め壁下端自体が約5cm掘削側へ変形していることがわかる。

図-2.3.35は土留め壁背面地盤沈下の変化を示したものである。第4段掘削時の沈下量は工事の都合で計測されていない。第5段掘削時点で最大8.1cmの沈下が生じている。

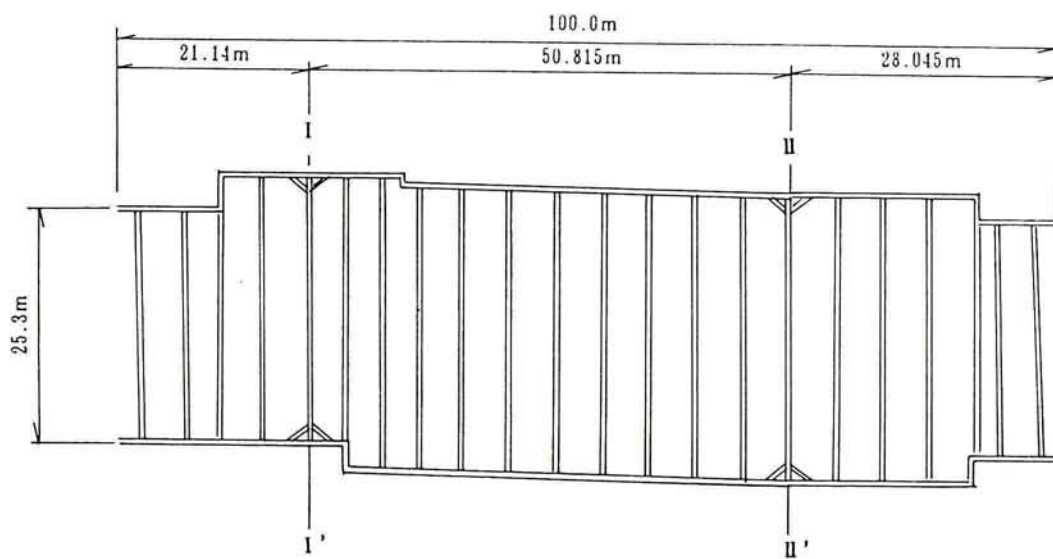
2-3-10 現場-10(シールドトンネル工事)

2-3-10-1 工事概要

本工事は、地下鉄の延長工事で、泥水加圧式シールド工法により掘進施工したものである。

シールドトンネルは単線並列型で、それぞれA線、B線と呼び、昭和60年7月にB線が先に発進し、引き続き約1ヶ月遅れて8月にA線の掘進を開始した。土被りは両トンネル共に17.175mで、シルト層中を通過する。当初の予定通りB線は昭和61年5月中旬、A線が6月中旬に目的地に到達した。シールドの外径は7,250mm、セグメント外径6,900mmで、裏込め注入はシールドに取り付けた注入用パイプから掘進に合わせて注入する同時裏込め注入方式をとり、これにより空隙の発生と填充との間に時間的なずれを生ずることを回避している。注入材として擬似固結型のTACIIを用いている。

本研究では、発進基地から約110m離れた箇所で実施された動態観測を検討対象とし、平面図と検討対象断面を図-2.3.36に示す。この図からわかるようにB線の直上から右側へ11.3m離れた地点に河川があり標高-31.39mの砂質土まで矢板が打ち込まれている。



• 固定式傾斜計

▨ 地表面沈下板

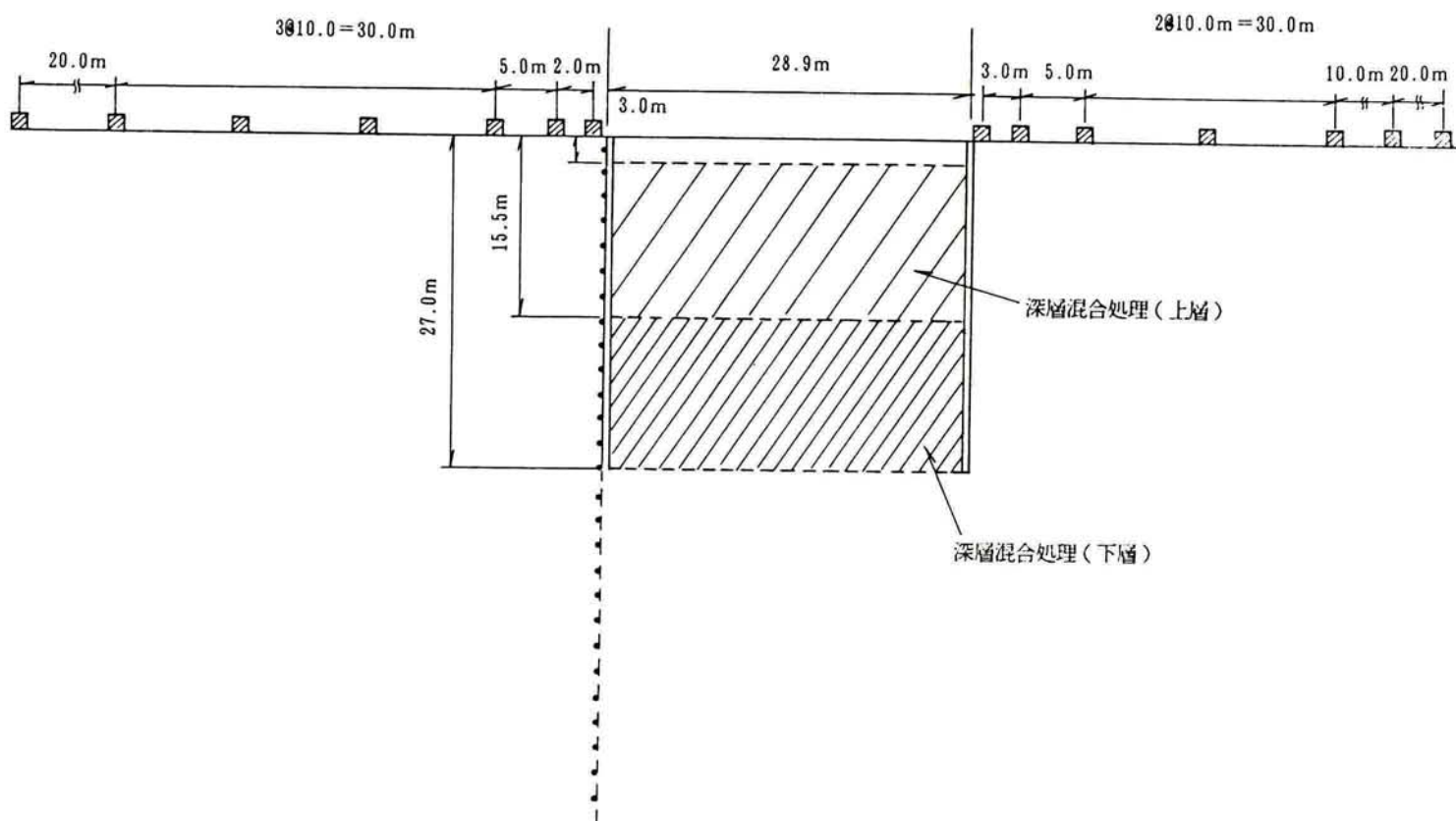


図-2.3.31 現場-9 平面図及び断面図

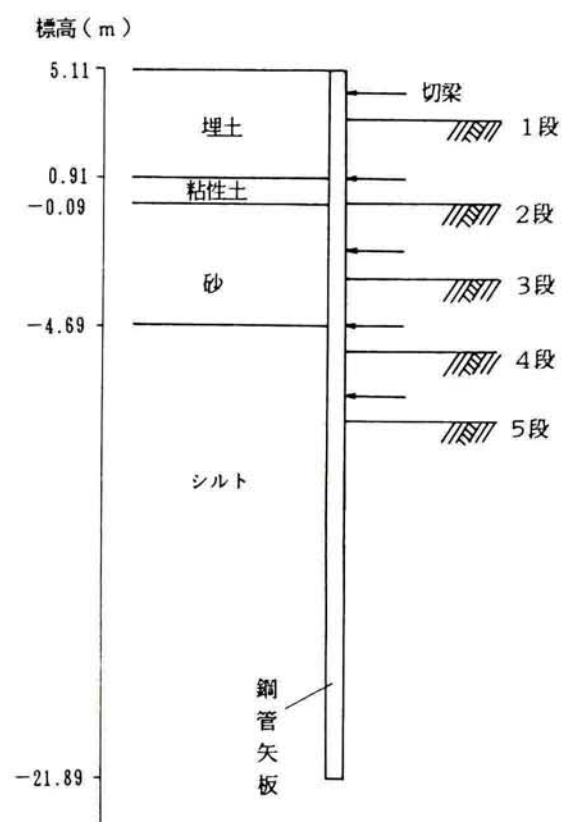


図-2.3.32 現場-9 掘削断面図

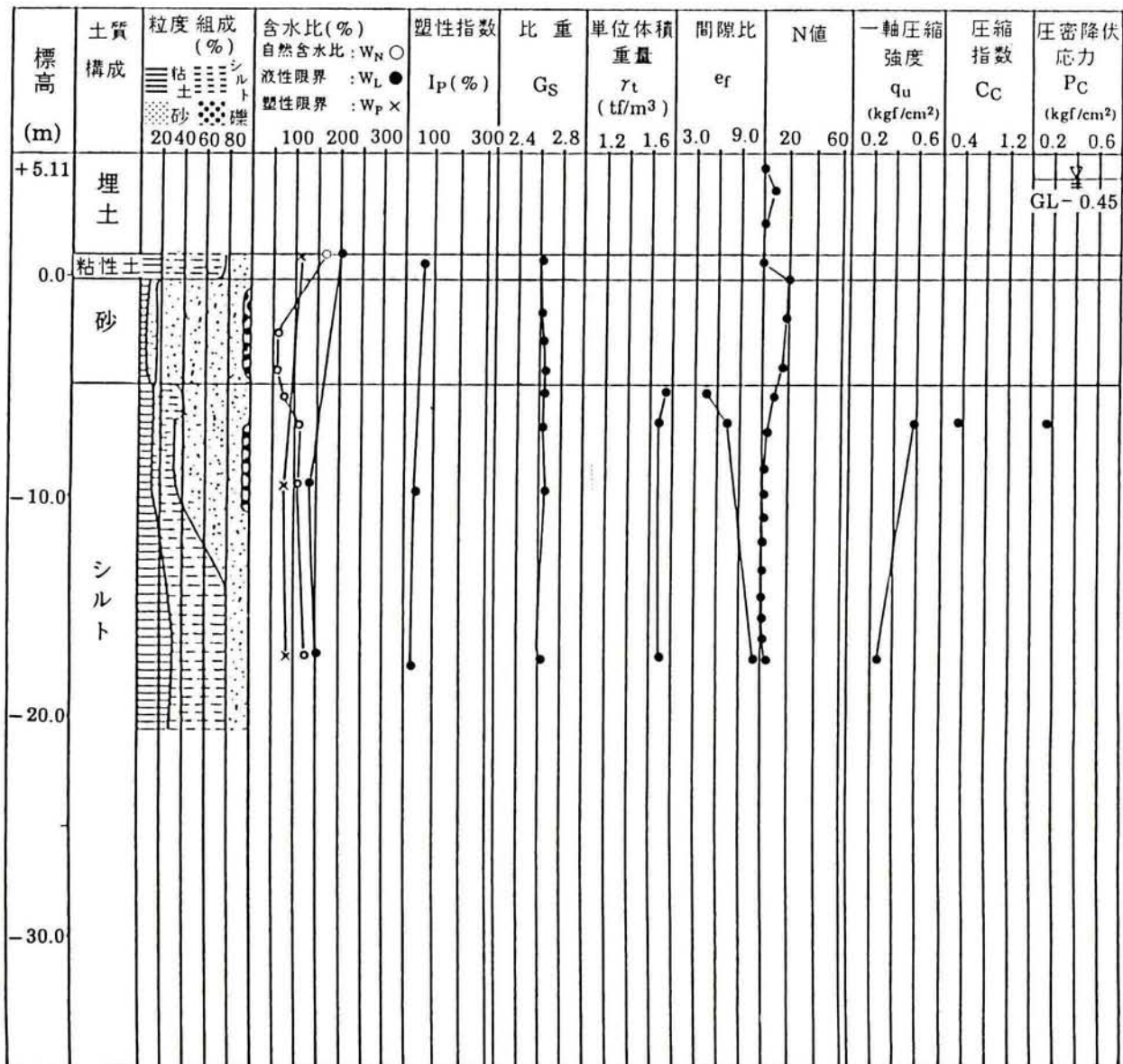


図-2.3.33 現場-9 土質柱状図

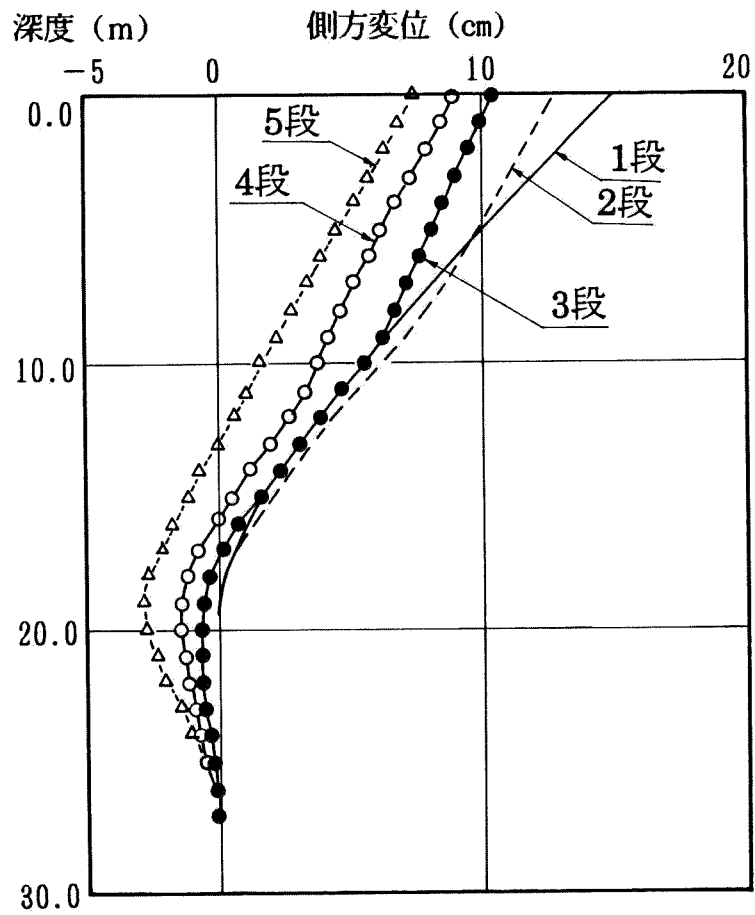


図-2.3.34 (a) 現場-9 計測変位
(矢板下端からの相対変位)

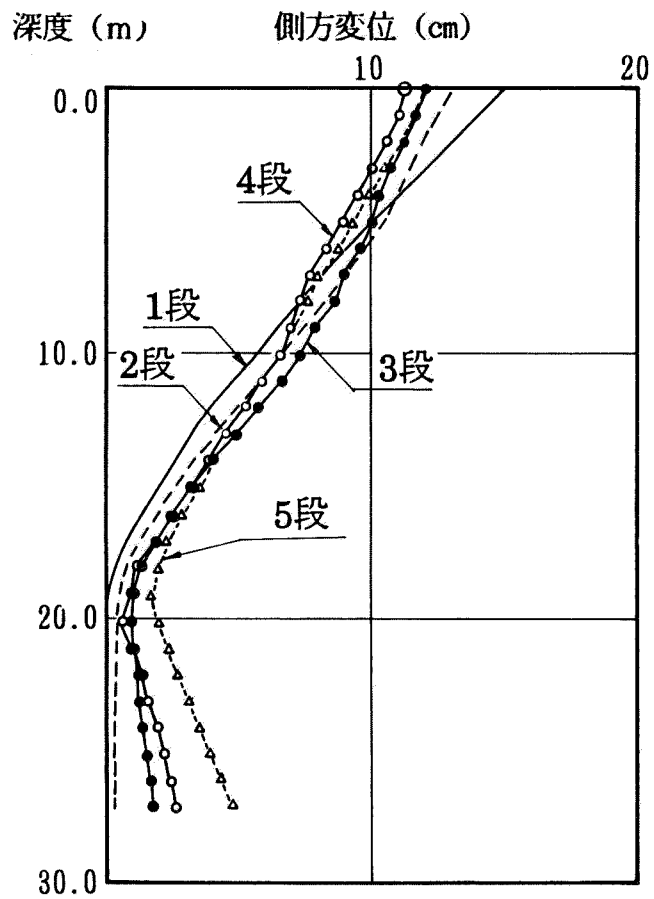


図-2.3.34 (b) 現場-9 計測変位

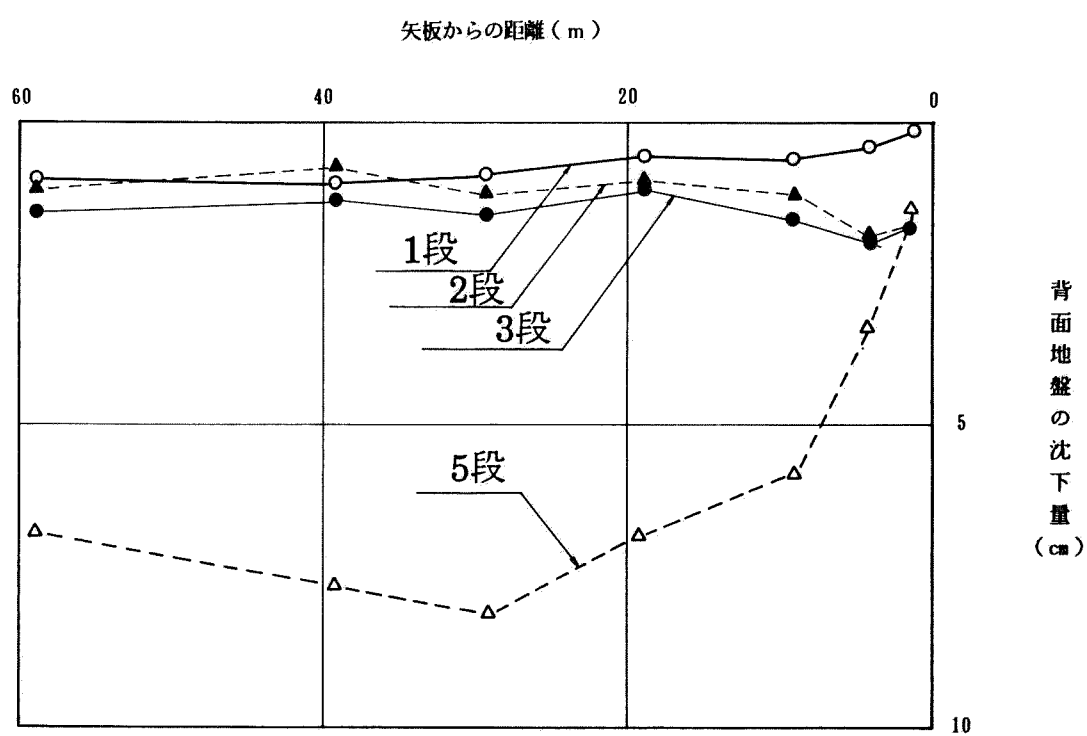


図-2.3.35 現場-9 背面地盤沈下量 (実測値)

2-3-10-2 地盤構成

当地域は、東京低地(沖積低地)の南端部に位置しており、東京低地は、利根川、荒川等の河川が種々流路を変えながら、形成した海拔2m以下の三角州と、これに続くいくつかの河川氾濫原低地及びそれらの間にあって、埋積の遅れた後背湿地低地より形成されている。

土質柱状図を図-2.3.37に示す。土層構成は上から埋土、砂、シルト、砂質土、シルト、そして支持層の砂とからなる。このうち埋土、砂、シルト層までの深さが約45mと厚く、軟弱地盤を形成している。前にも述べたがシールドはこのシルト層の上部、土被り約17mの所を通る。シルト層の含水比は30~80%を示している。

埋土は、瓦礫、コンクリート片、木片等の廃棄物を多量に混入する不均質な地層である。

2-3-10-3 計測結果

図-2.3.38に計測断面の地表面沈下を示している。また、図-2.3.39にA線及びB線の直上で計測されている地表面沈下の経時変化を示している。これらの図からわかるように、地表面沈下はテール通過まではほとんど変化がなくテール通過後沈下が生じている。このことは、シールドトンネル掘進に伴ないシールド機前方の地下水の低下がほとんどないこと及び適切な泥水加圧により地山をゆるめていないことによるものと考えられる。

当然のことながらA線が到達するまでは、B線直上で最大沈下が生じテール通過後37日経過した時点で25mmの沈下量を示している。その後A線の掘進が接近し通過するとA線とB線の真中に最大沈下が生じる地点が移動しA線通過後14日経過した時点で44mmの沈下が生じている。

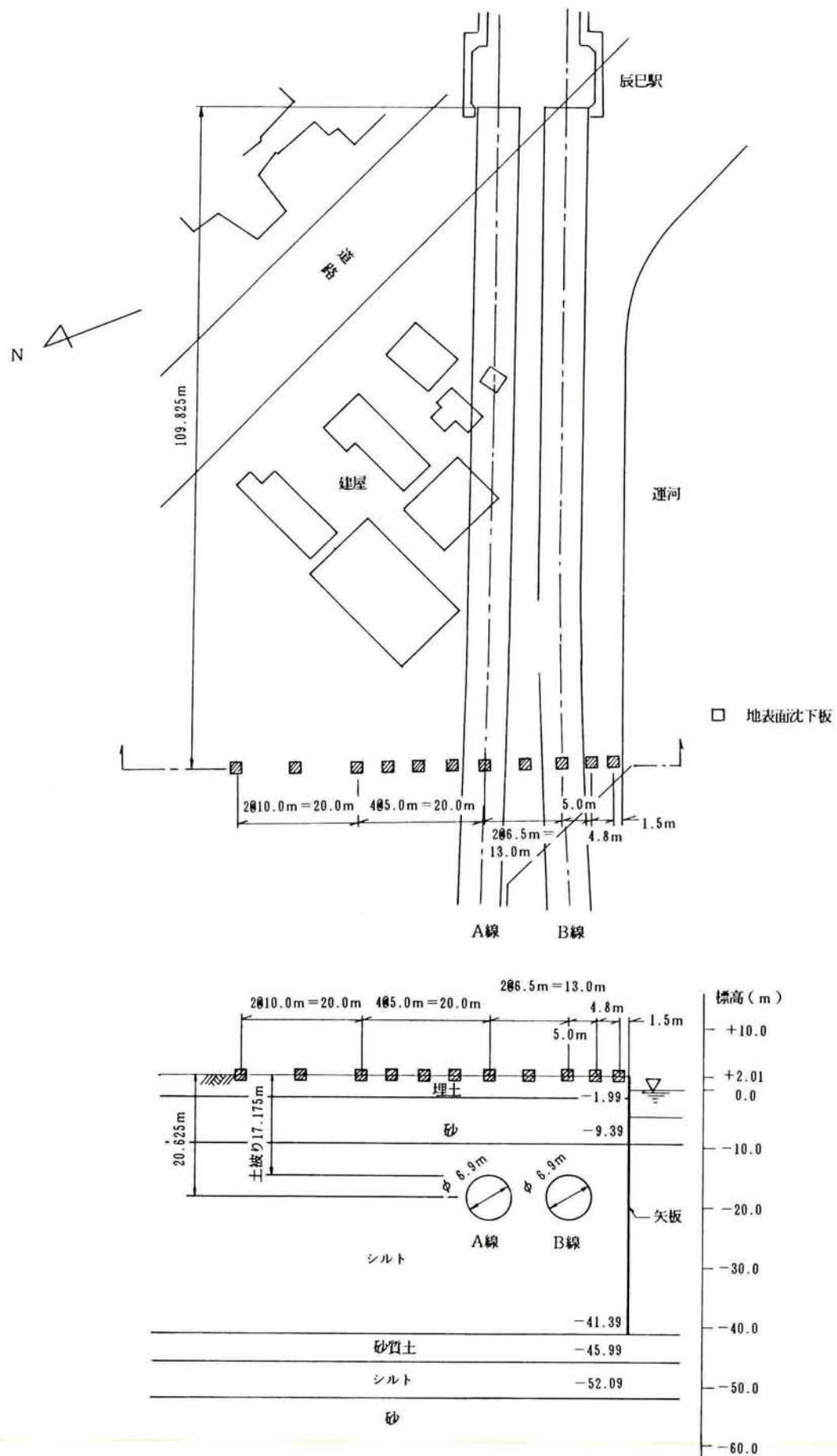


図-2.3.36 現場-10 平面図及び断面図

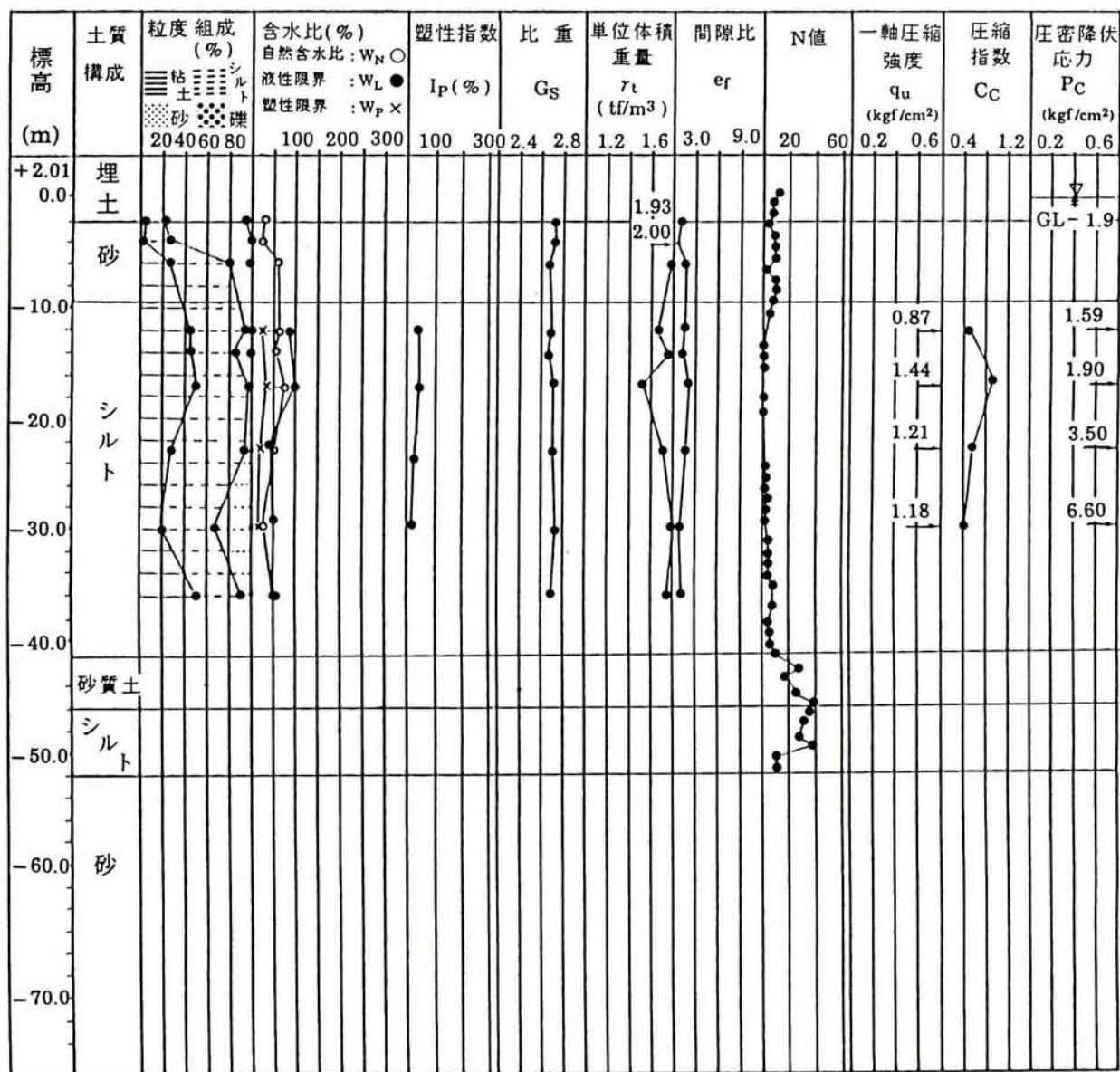
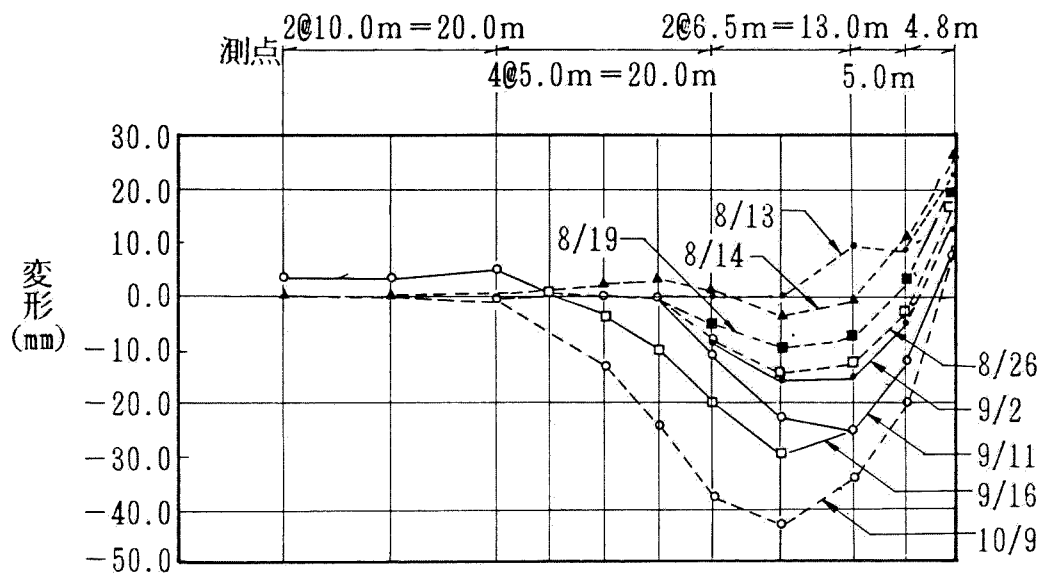


図-2.3.37 現場-10 土質柱状図



B線テール通過 8/12
A " 9/24



図-2.3.38 現場-10 地表面沈下形状

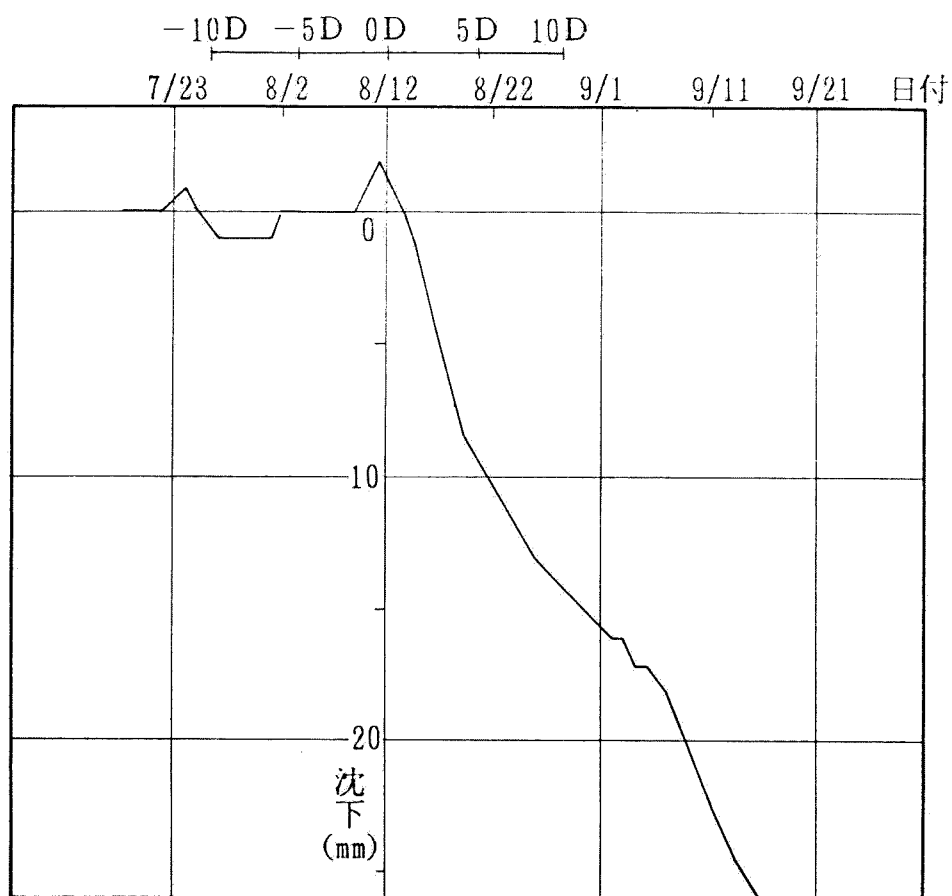


図-2.3.39 現場-10 地表面沈下経時変化

2-3-11 現場-11(シールドトンネル工事)

2-3-11-1 工事概要

本工事も、地下鉄の延長工事で単線並列のトンネルを泥水加圧式シールド工法によって施工したものである。

トンネルの路線上は、RC構造の寮、幹線下水道、東京電力鉄塔、給水所タンク等の重要構造物に加え、民家が密集していること及び新中川の下を横断することなど厳しい条件下での工事である。

並列する2本のトンネルは、東行線、西行線とよび、東行線が西行線に10日先行して掘進している。シールドの外径は7,450mm、セグメント外径は7,300mm、仕上り内径6,200mmである。裏込めの注入はシールドの掘進に同調させて注入する同時注入方式を用いている。注入材として瞬結タイプのケイ酸モルタルを使用している。東行線、西行線ともに土被りは13.0mである。

本工事では、地盤沈下防止を最大の目標とし、シールド発進後も各種計測を実施し施工条件の妥当性をチェックしている。

本研究では、発進基地から新中川を経て約400m離れた地点での動態観測を対象としている(図-2.3.40)。

2-3-11-2 地盤構成

当地域は東京低地と呼ばれる沖積低地であり、荒川、江戸川の河の近くに発進する三角州海岸平野となっている。沖積低地は、沖積世の有楽町層海進の際に堆積した海成の粘性土層を主体とした軟弱地盤である。

土質柱状図は図-2.3.41に示す。土層構成は上から埋土、砂、粘性土、砂、粘性土、砂となっている。シールドトンネルは前に述べたように土被り13.0mで上半部が砂層、下半部が粘性土中を通過し、その下のN値40程度の比較的堅い砂層の上にのる形になる。シールド上部の粘性土層の層厚は約9mである。

2-3-11-3 計測結果

図-2.3.40に示した計測断面に対する地表面沈下及び東行線と西行線直上の沈下の経時変化をそれぞれ図-2.3.42と図-2.3.43に示す。

シールド通過に伴う沈下の発生は、シールドの直上及び側方の一部に限られており、絶対量もほとんどが10mm以下と小さい。シールド切羽到達前に発生する先行沈下はほとんど認められないか、あるいは以後の後続沈下に比較して小さく、主にシールド通過時及び通過後に沈下は発生していると言える。

沈下量の絶対値が小さいため、計測上の誤差も無視できず、明確には断定できないものの、沈下はシールドのテールボイドに起因するものが大半を占めていると考えられる。

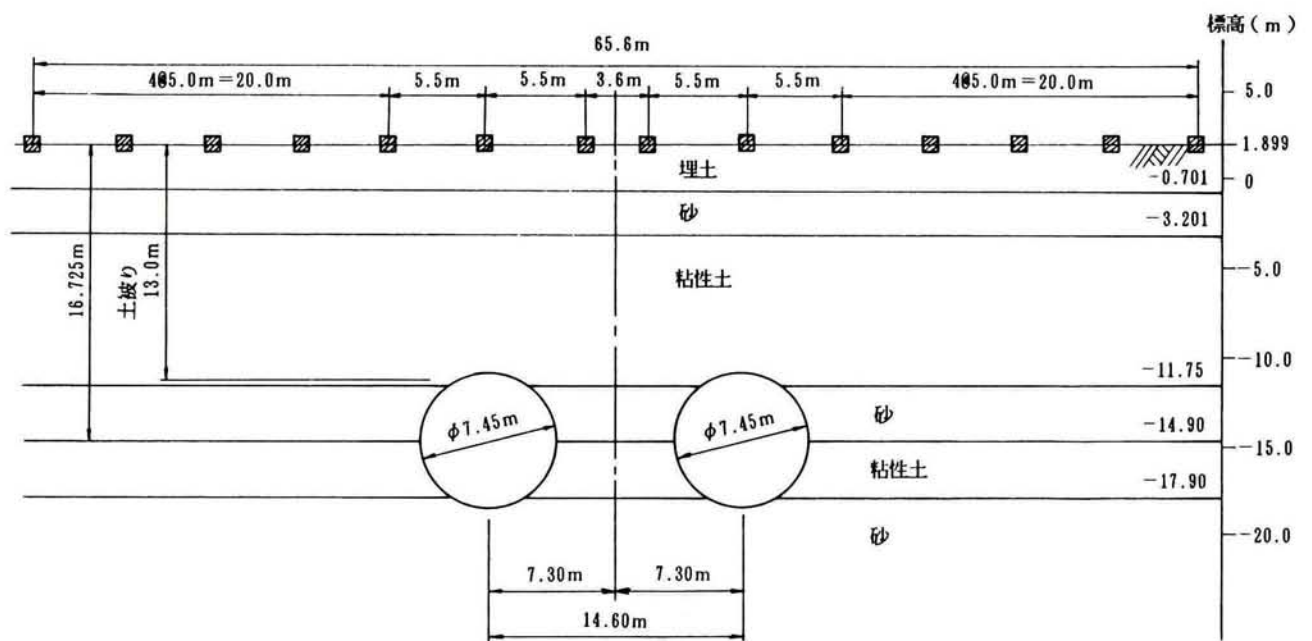
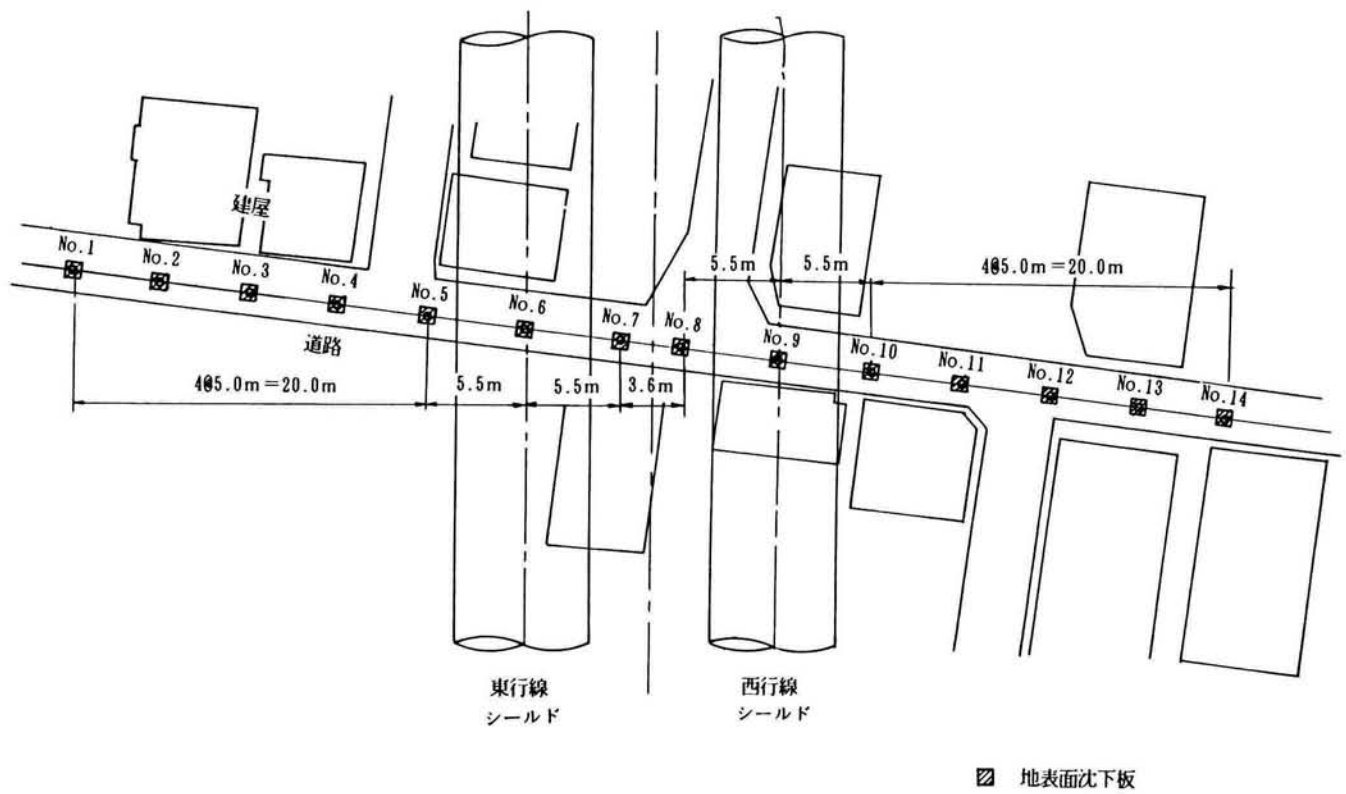


図-2.3.40 現場-11 平面図及び断面図

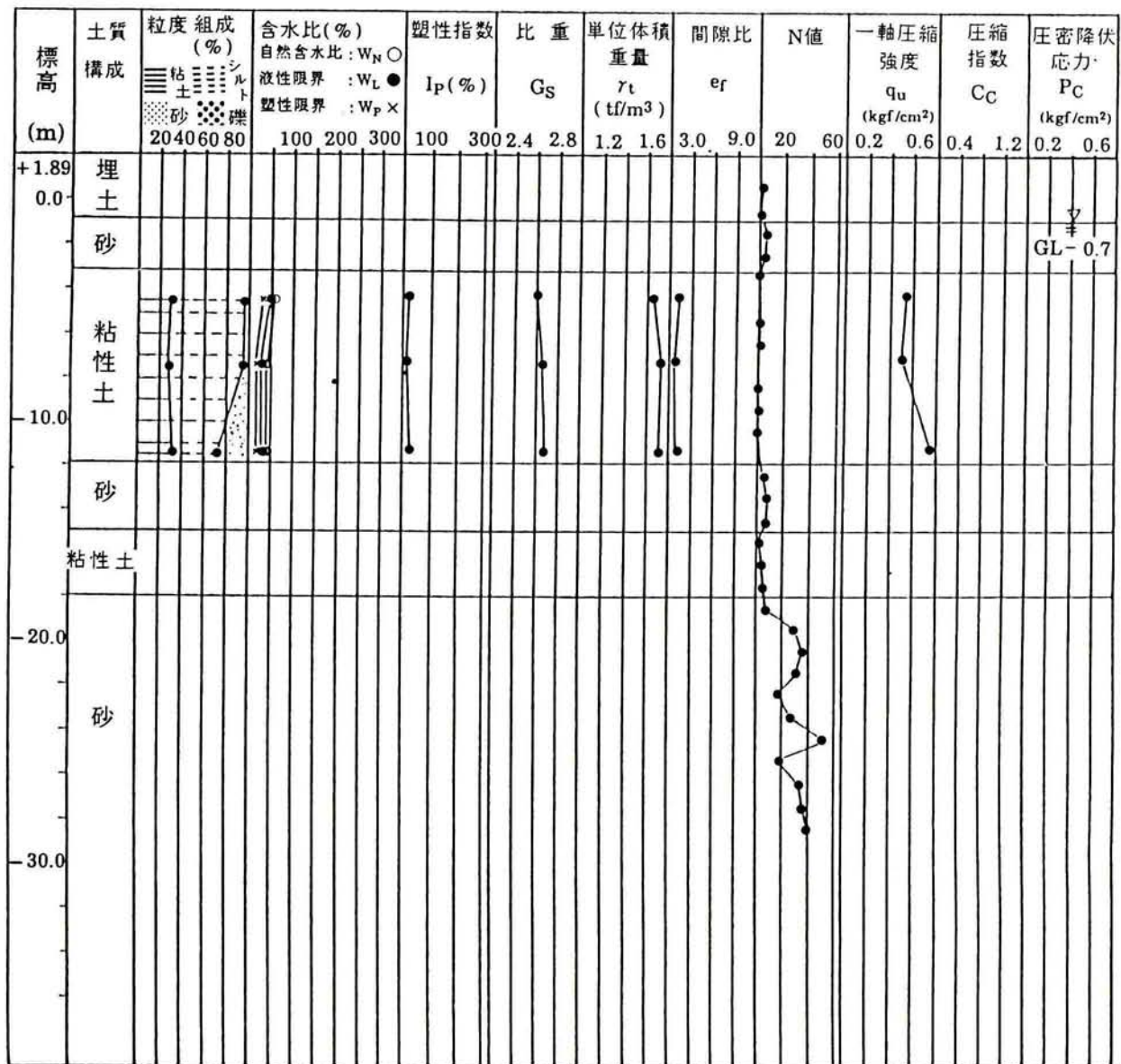


図-2.3.41 現場-11 土質柱状図

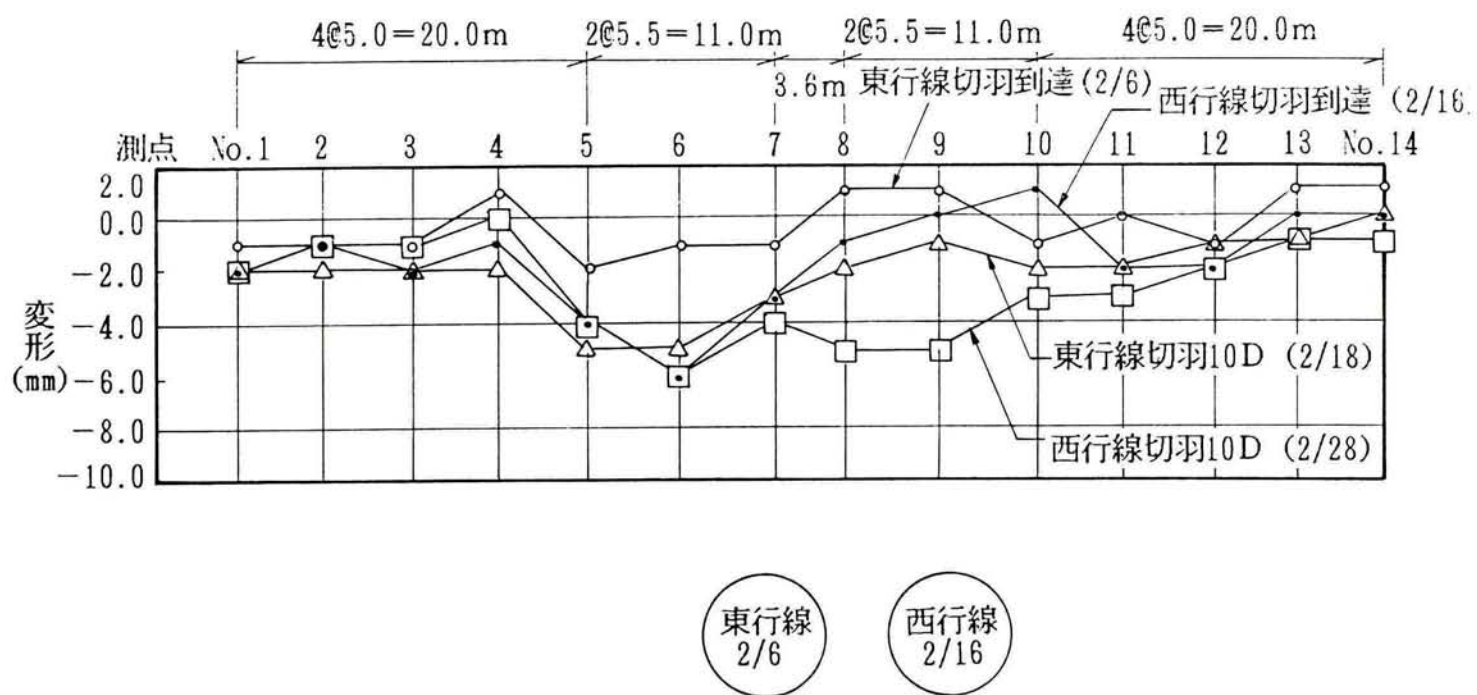


図-2.3.42 現場-11 地表面沈下形状

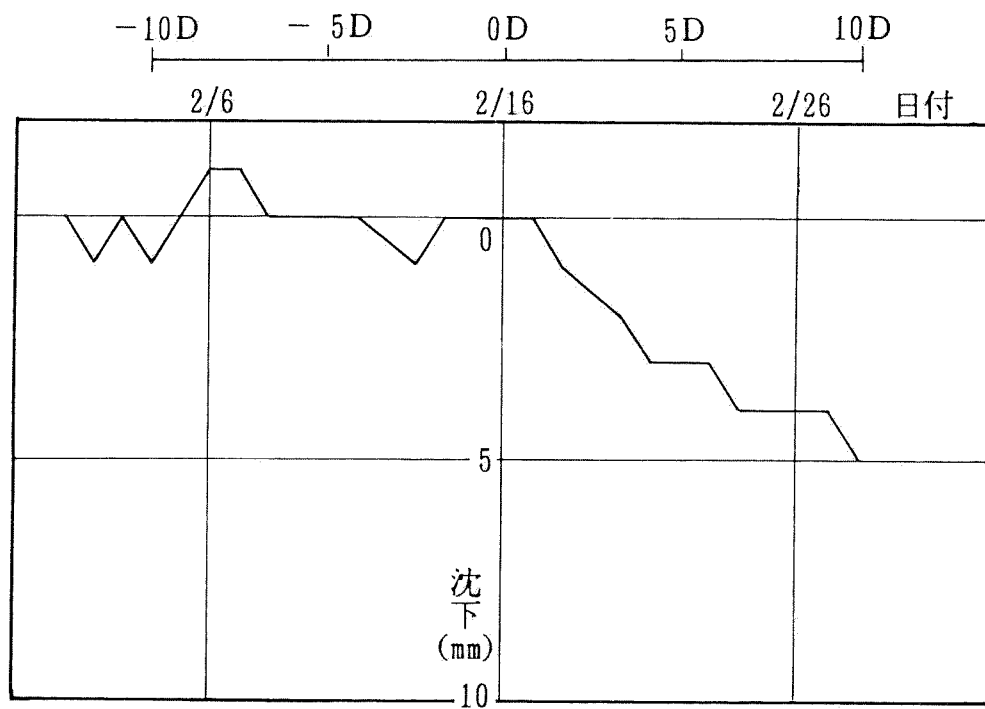


図-2.3.43(a) 現場-11 東行線直上地表面沈下経時変化

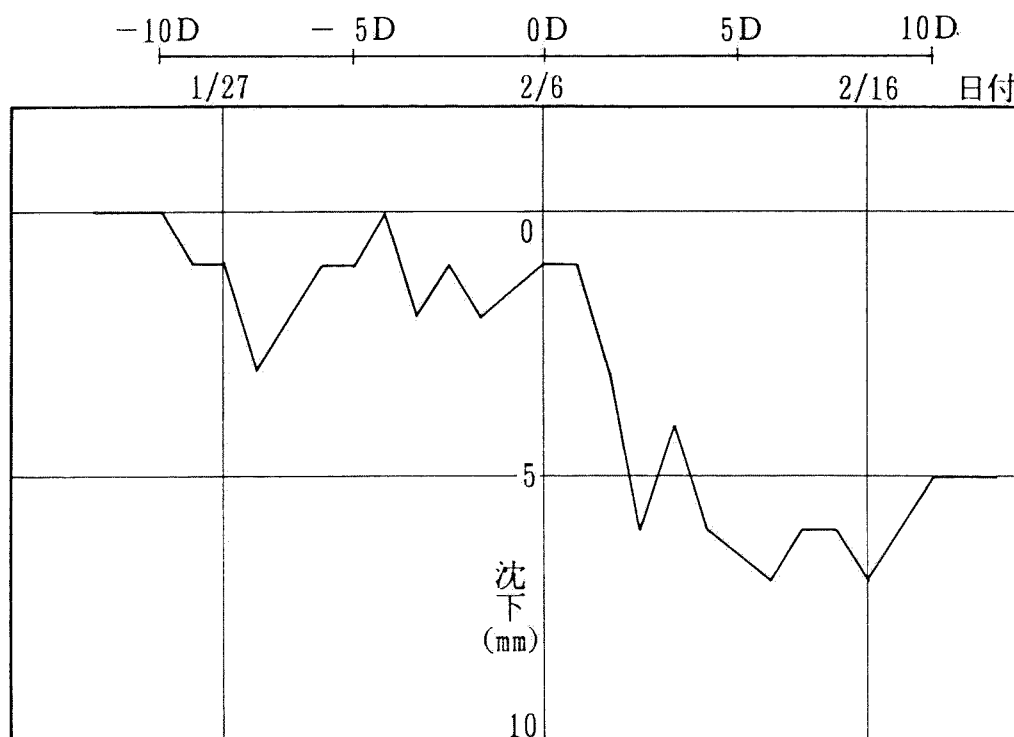


図-2.3.43 (b) 現場-11 西行線直上地表面沈下経時変化

2-4 挙動予測に対する各種解析法による解析及び評価

本節では2-2で述べた簡易挙動予測法のうち、代表的なもの及び二次元線形弾性解析を2-3の11土工事現場に適用し、計測値と比較することにより現状の簡便予測法の評価を行う。

2-4-1 盛土基礎地盤の解析

2-4-1-1 解析条件

盛土は基礎地盤の沈下及び法尻の側方変形(4現場)と間隙水圧(2現場)の経時変化が計測されている。一方、2-2でも述べたが設計時に必要な情報は最終沈下量、最大側方変位及び90%圧密度に到達する時間である。このうち、90%圧密度に到達する時間については、間隙水圧が得られているのが2現場しかなく評価を行うにはデータ数が少ないので検討対象外とし、初期載荷直後の非排水状態と考えられる時点及び過剰間隙水圧が完全に消散した圧密終了時の沈下と側方変形について検討を行う。したがって、計測値では必ずしも圧密終了時までの沈下が観測されているわけではないので、双曲線法によるフィッティング補正を行って計測による最終沈下量としている。ただし、側方変形については、適当な補正法がないので計測の最終時点における値をもって圧密終了時の側方変位としている。

圧密終了時の沈下の簡易予測法としては、(2.2.2)式を用いる。ただし、 m_v は応力に依存して変化するが $p_0 + \Delta p/2$ における m_v を用いている。ここで、 p_0 は初期圧力、 Δp は盛土荷重による増加圧力である。また砂層の変形は無視している。

二次元線形FEM解析においては、すべて平面ひずみ問題として扱っている。解析領域は、深さ方向にはN値50以上のところまでとり、水平方向には、試験盛土と実際の宅地造成盛土とでは盛土の規模が異なるので別個に考える。すなわち、試験盛土については、左右対称で半断面のみモデル化し、天端の盛土幅の半分をBとすると水平方向に6Bの領域までとる。これは、経験的に側方境界の影響が入らない距離である。造成盛土については、盛土幅が非常に大きいので盛土幅をどこまでとるかを決める必要がある。ここでは、盛土高さの10倍を盛土幅 B' とし、

水平方向に6B'の領域までとった。B'を盛土高さの10倍ととった理由は、試行錯誤法によりB'を10倍以上とっても法尻断面の側方変形量に差を生じない範囲として選んだ(図-2.4.1参照)。図-2.4.1に示すように、境界条件はモデルの下端部は固定、側方については水平方向固定、鉛直方向自由としている。

解析は、圧密終了時の計算と、初期載荷直後として初期の盛土段階での計算の2通り行った。

変形係数は、実施されている土質試験の関係上、砂質土と粘性土で算定方法を変えている。すなわち、砂質土についてはN値を用いて7N(kgf/cm²)を変形係数とし、粘性土については、

a: 体積圧縮係数 m_v から求める方法

b: 一軸圧縮試験から得られる E_{50} を用いる方法

c: 一軸圧縮強度 q_u から粘着力 $C_u = q_u/2$ として求め $210C_u$ を用いる方法

の3種類の変形係数について計算を行った。a及びbの方法で変形係数を求めるのはごく一般的であるが、cについては、試料の乱れによって変形係数が小さめ(軟らかめ)に評価されることを考慮して、比較的乱れの影響の少ない強度を用いて推定する方法を採用した。ただし、この場合、初期接線係数に相当するので硬めに評価されることが予想される。

ポアソン比は、砂に対しては0.33を仮定し、粘性土については初期載荷直後の計算では非排水状態と仮定し0.5(実際には数値解析上0.49)、圧密終了時の計算には有効ポアソン比を用いる。有効ポアソン比を一つの定数として直接土質試験から求めることは、塑性せん断ひずみやダイレイタンスー等の影響により強く応力に依存しているため難しく、例えば Shoji and Matsumoto (1976)は0.33を用いて良い結果を得ているがここでは、Iizuka and Ohta (1987)の研究に従い次のように求める。すなわち有効ポアソン比 ν' は次式から求められる。

$$\nu' = K_0' / (1 + K_0') \quad (2.4.1)$$

ここで、 K_0' は正規圧密状態における有効静止土圧係数であり、Jakyの式を用いると、有効内部摩擦角と次の関係にある。

$$K_0' = 1 - \sin \phi' \quad (2.4.2)$$

$\sin \phi'$ は塑性指数PIを用いたKenneyの推定式

$$\sin\phi' = 0.81 - 0.233 \log_{10} PI \quad (2.4.3)$$

から求めることができる。

体積圧縮係数 m_v から次式のように求められる変形係数は、いわゆる排水時の有効応力に対する変形係数 E' である。

$$E' = (1 + \nu')(1 - 2\nu') / [m_v (1 - \nu')] \quad (2.4.4)$$

圧密終了時には有効応力のみが生じているので E' を用い、初期載荷直後の非排水時に近い状態では、非排水時の変形係数 E を次式で求める。(例えば Matsumoto (1976))。

$$E = 3E' / [2(1 + \nu')] \quad (2.4.5)$$

一軸圧縮試験は非排水せん断試験と考えられるので E_{50} 及び $210C_u$ の値は、非排水時の変形係数と考えられ、圧密終了時に用いる E' は同じく式(2.4.5)の關係を用いて求めれば良い。

解析を用いた物性値表を各工事ごとに、表-2.4.1～表-2.4.6に示す。解析に用いたプログラム(GEOTECH)は著者等が開発したもので使用要素として4節点アイソパラメトリック要素を採用している[庄子・佐々木・森川(1985)]。

2-4-1-2 解析結果

表-2.4.7に沈下に関する実測値と解析結果の一覧を、表-2.4.8に側方変形に関する一覧を示している。また、図-2.4.2から図-2.4.4はそれぞれ初期載荷直後の沈下、圧密終了時の沈下、圧密終了時の側方変形の最大値に対して縦軸に実測値、横軸に計算値をとって6現場(側方変形については4現場)について結果をプロットしたものである。従って実測値と計算値が一致していれば原点から45°の傾きをもつ一点鎖線上にプロットされることになる。図中の鎖線は各解析結果の平均値を示しており、例えば、図-2.4.2において、 m_v から変形係数を算定した計算結果と測定結果の比の平均が2.0(測定結果が計算結果の2倍)、 E_{50} によるそれが3.4、 $210C_u$ による比が5.4であることを示している。

表-2.4.7及び図-2.4.3において、簡易計算法による結果と m_v から算定した変形係数を用いたFEMの結果は、沈下板が設置されている地点が一次元圧密的な挙動を示せば本来一致するはずであるが、FEMでは砂層の変形を考慮していること

や、二次元的な効果のため図-2.4.2の非排水変形の結果からもわかるように、せん断変形が生じているためにFEMの方が平均的に大きな沈下が生じている。

ただし、実用的には、簡易法でもかなり良い予測ができることを示している(平均精度 90%)。FEMによる沈下予測において、計算結果は変形係数とポアソン比に依存していることはいうまでもないことであるが、図-2.4.2をみてわかることは、計算による結果が実際よりかなり小さい。これは初期載荷終了時は非排水状態と考え、ポアソン比を0.5と設定して計算したが、実際には、圧密による圧縮変形も生じていると考えられる。表-2.4.7には初期載荷終了時の経過日数も示しているが、特に現場-5は盛立てを開始してから90日経過しており、非排水変形のみ生じているとは言い難い。他の盛土も2日~10日経過しており、この間に部分的に過剰間隙水圧が消散していることが予想できる。この部分排水効果をどのようにポアソン比に反映するかについては非常に難しく、現実的には、一相系の二次元線形弾性解析を用いて予測するのは不可能である。

圧密終了時の沈下を予測する場合に用いる変形係数は、本研究の場合では m_v から推定するのが最も良好な結果を得ている。 $210C_u$ から推定した変形係数は大きすぎるようである。

一方、側方変形については、前述の理由により初期載荷直後の最大側方変位の比較図は省略したが、圧密終了時のそれは、図-2.4.4に示す。側方変形は、沈下と異なり E_{50} を用いた結果が m_v を用いたそれよりも良好な結果を示している。すなわち、 m_v から求めた変形係数は側方変形を評価するには軟らかすぎるようである。この原因として考えられることは、 m_v は土の圧縮特性を調べるための圧密試験から得られるもので圧縮による沈下を評価するのに適しており、 E_{50} は土のせん断特性を調べるための一軸圧縮試験から得られるもので側方変形を評価するのに適しているためであろう。

いずれにしても土の圧縮及びせん断特性は、その機構が非常に複雑で、一相系の線形弾性解析のみで沈下と側方変形を一つの変形係数とポアソン比だけで予測するのは難しいことがわかる。図-2.4.5は、圧密終了時の側方変形の深度分布について計測値と比較的計測値と一致した E_{50} を用いたFEM計算結果との比較を示す。現場-4と現場-5の側方変形形状は測定値と計算値とでは良く一致してい

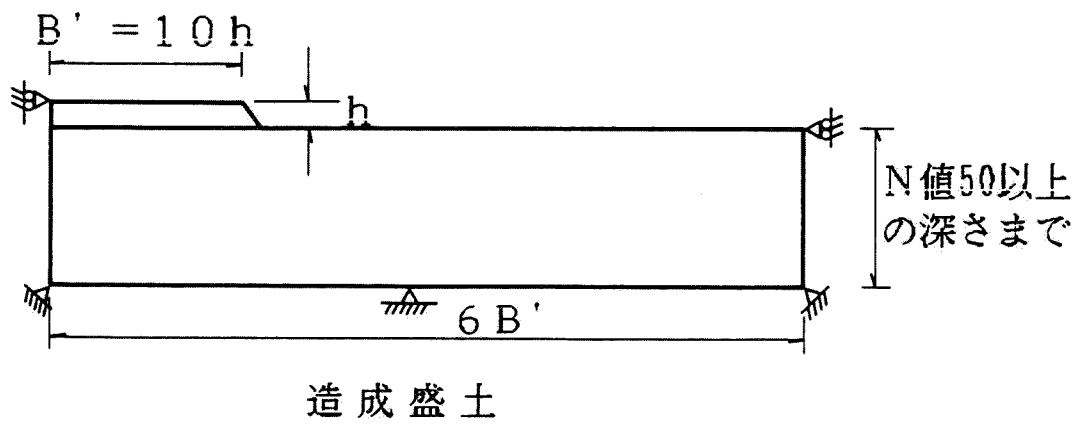
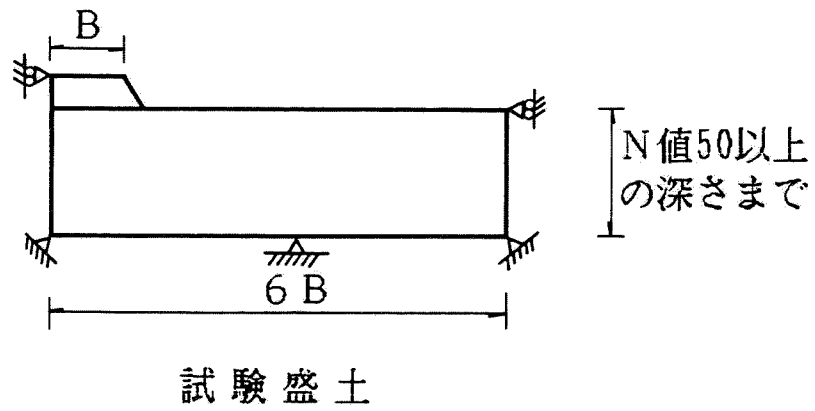


図-2.4.1 盛土の解析モデル

表-2.4.1 現場-1 物性表

土質分類	深度 (m)	初期載荷直後					圧密終了時				
		m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)			m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E'(kgf/cm ²)		
				m _v から	E ₅₀ から	210C _u から			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から
高有機質土	2.7	0.36	0.49	1.0	2.8	15.9	0.56	0.43	0.92	2.7	15.2
高有機質土	5.4	0.33	0.49	1.6	2.9	15.9	0.49	0.43	1.5	2.8	15.2
粘性土	7.5	0.11	0.49	3.9	15.0	37.9	0.11	0.39	4.6	13.9	35.1
シルト	9.5	0.11	0.49	3.9	15.0	37.9	0.11	0.39	4.6	13.9	35.1
シルト	11.5	0.11	0.49	5.0	15.0	37.9	0.11	0.39	4.6	13.9	35.1
シルト	18.2	0.11	0.49	5.0	15.0	37.9	0.06	0.39	8.4	13.9	35.1
砂(7N)	20.78	—	0.33	210.0	210.0	210.0	—	0.33	210.0	210.0	210.0

表-2.4.2 現場-2 物性表

土質分類	深度 (m)	初期載荷直後					圧密終了時				
		m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)			m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E'(kgf/cm ²)		
				m _v から	E ₅₀ から	210C _u から			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から
高有機質土	7.30	0.88	0.49	0.42	3.1	24.3	0.88	0.43	0.4	3.0	23.2
粘性土	25.05	0.05	0.49	11.6	19.1	84.1	0.05	0.38	10.7	17.6	77.4

表-2.4.3 現場-3 物性表

土質分類	深度 (m)	初期載荷直後					圧密終了時				
		m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)			m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E'(kgf/cm ²)		
				m _v から	E ₅₀ から	210C _u から			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から
有機質土	2.1	0.07	0.49	11.4	4.0	24.6	0.07	0.32	10.0	3.5	21.6
有機質土	3.6	0.05	0.49	15.9	4.0	24.6	0.05	0.32	14.0	3.5	21.6
粘性土	5.5	0.12	0.49	6.6	5.1	30.7	0.12	0.36	6.0	4.6	27.8
粘性土	7.5	0.12	0.49	5.5	5.1	30.7	0.12	0.36	5.0	4.6	27.8
粘性土	9.5	0.09	0.49	7.3	5.1	30.7	0.09	0.36	6.6	4.6	27.8
粘性土	11.5	0.07	0.49	10.9	5.1	30.7	0.07	0.36	9.9	4.6	27.8
粘性土	16.9	0.07	0.49	9.4	5.1	30.7	0.07	0.36	8.5	4.6	27.8
砂(7N)	23.5	—	0.33	280.0	280.0	280.0	—	0.33	280.0	280.0	280.0

表-2.4.4 現場-4 物性表

土質分類	深度 (m)	初期載荷直後					圧密終了時				
		m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)			m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E'((kgf/cm ²)		
				m _v から	E ₅₀ から	210C _u から			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から
砂質土 (7N)	1.7	—	0.33	28.0	28.0	28.0	—	0.33	28.0	28.0	28.0
高有機 質土	3.7	0.48	0.49	1.3	3.5	42.0	0.45	0.42	1.2	3.3	39.8
高有機 質土	7.2	0.29	0.49	3.8	3.5	42.0	0.11	0.42	1.4	3.3	39.8
粘性土	11.3	0.13	0.49	11.4	30.0	50.4	0.07	0.32	10.0	26.4	44.4
砂(7N)	13.34	—	0.33	140.0	140.0	140.0	—	0.33	140.0	140.0	140.0

表-2.4.5 現場-5 物性表

土質分類	深度 (m)	初期載荷直後					圧密終了時				
		m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)			m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E'(kgf/cm ²)		
				m _v から	E ₅₀ から	210C _u から			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から
高有機質土	2.45	0.47	0.49	0.7	2.5	21.0	0.47	0.44	0.7	2.4	20.2
砂(7N)	5.9	—	0.33	56.0	56.0	56.0	—	0.33	56.0	56.0	56.0
粘性土	15.9	0.11	0.49	5.3	11.0	26.3	0.11	0.38	4.9	10.1	24.2
砂質土 (7N)	20.0	—	0.33	49.0	49.0	49.0	—	0.33	49.0	49.0	49.0

表-2.4.6 現場-6 物性表

土質分類	深度 (m)	初期載荷直後					圧密終了時				
		m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)			m _v (cm ² /kgf)	ポア ソン 比	変形係数E'(kgf/cm ²)		
				m _v から	E ₅₀ から	210C _u から			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から
有機質土	0.5	0.20	0.49	2.5	6.1	25.2	0.20	0.4	2.3	5.7	23.5
有機質土	3.7	0.20	0.49	2.5	6.1	25.2	0.21	0.4	2.2	5.7	23.5
有機質土	5.2	0.20	0.49	3.1	16.1	23.6	0.20	0.39	2.9	14.9	21.9
有機質土	7.2	0.08	0.49	6.8	8.4	18.4	0.08	0.39	6.3	7.8	17.1
有機質土	9.2	0.07	0.49	7.8	11.6	29.9	0.07	0.39	7.2	10.8	27.7
有機質土	11.8	0.15	0.49	3.6	6.6	22.0	0.15	0.39	3.3	6.1	20.4
砂質土 (7N)	18.0	—	0.33	70.0	70.0	70.0	—	0.33	70.0	70.0	70.0
砂質土 (7N)	21.0	—	0.33	350.0	350.0	350.0	—	0.33	350.0	350.0	350.0

表-2.4.7 盛土沈下量実測値と計算値の比較

単位: cm

盛土工事名	初期載荷直後				圧密終了時				
	実測値 (経過 日数)	FEM			実測値	簡易 予測法	FEM		
		m _v から	E ₅₀ から	210C _u から			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から
現場-1	25.0 (4日)	37.0	13.0	5.0	71.3	180.5	209.0	92.0	26.0
現場-2	27.0 (10日)	75.0	19.9	4.0	194.0	332.7	398.0	79.6	13.0
現場-3	27.0 (4日)	12.0	20.0	4.0	98.4	61.0	66.0	121.0	21.0
現場-4	40.0 (6日)	7.2	4.2	2.8	231.0	206.6	195.0	94.1	22.2
現場-5	38.0 (90日)	16.0	8.0	4.0	244.3	209.6	221.0	57.3	36.0
現場-6	12.0 (2日)	15.0	8.0	4.0	32.3	63.2	65.0	32.0	13.0

表-2.4.8 盛土最大側方変形実測値と計算値の比較

単位: cm

盛土工事名	初期載荷直後				圧密終了時			
	実測値 (経過 日数)	FEM			実測値	FEM		
		m _v から	E ₅₀ から	210C _u から		m _v から	E ₅₀ から	210C _u から
現場-1	1.7 (7日)	8.0	5.5	0.6	5.0	23.0	12.0	2.3
現場-4	7.0 (11日)	13.6	8.3	1.0	42.3	57.7	34.8	4.4
現場-5	2.3 (92日)	24.0	13.0	6.6	21.5	53.8	25.9	14.6
現場-6	5.0 (4日)	19.3	10.3	4.6	7.6	24.5	12.6	5.7

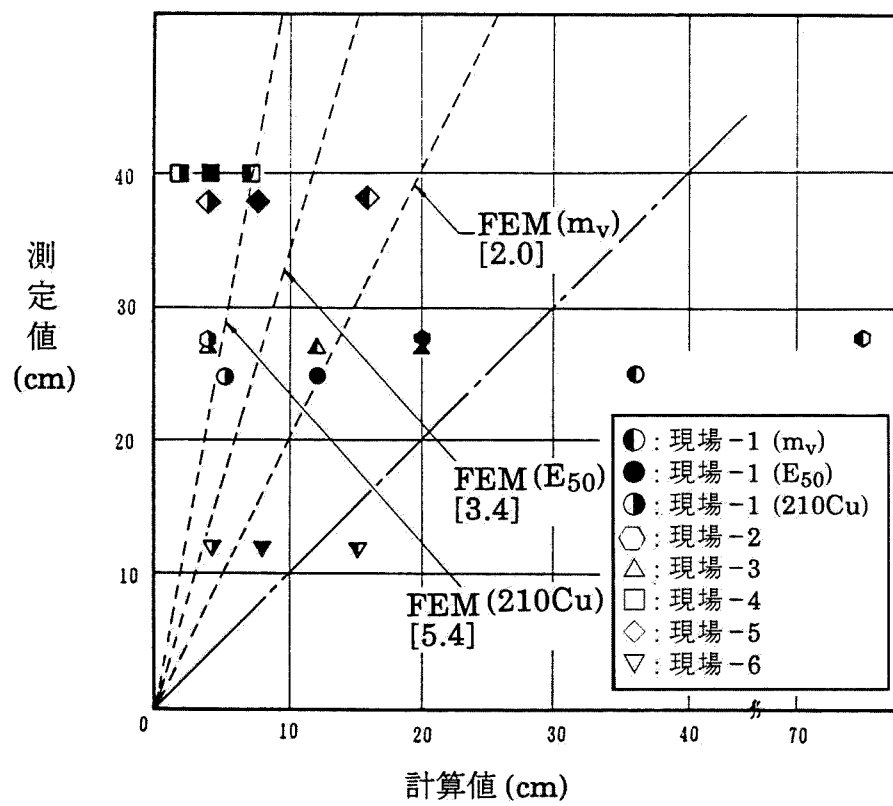


図 -2.4.2 初期盛土載荷直後の沈下

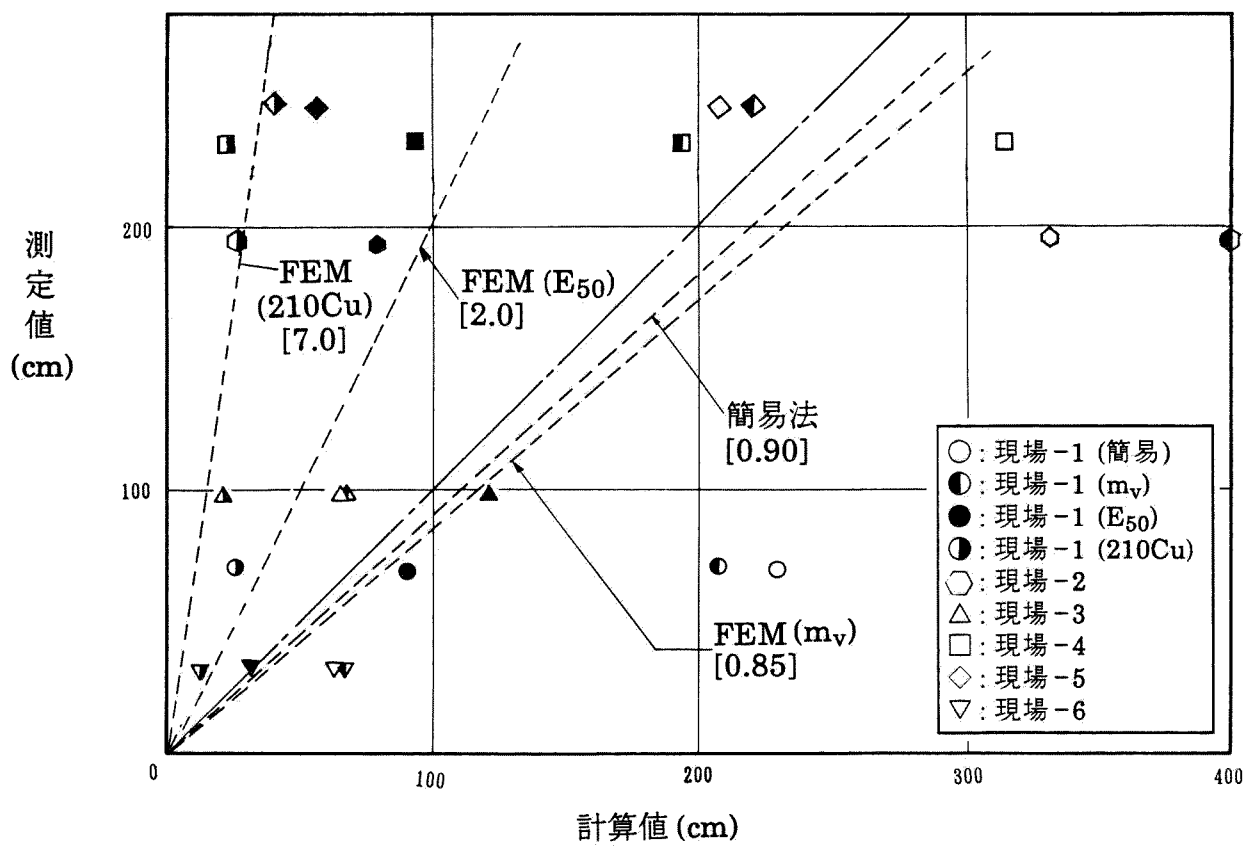


図-2.4.3 圧密終了時の沈下

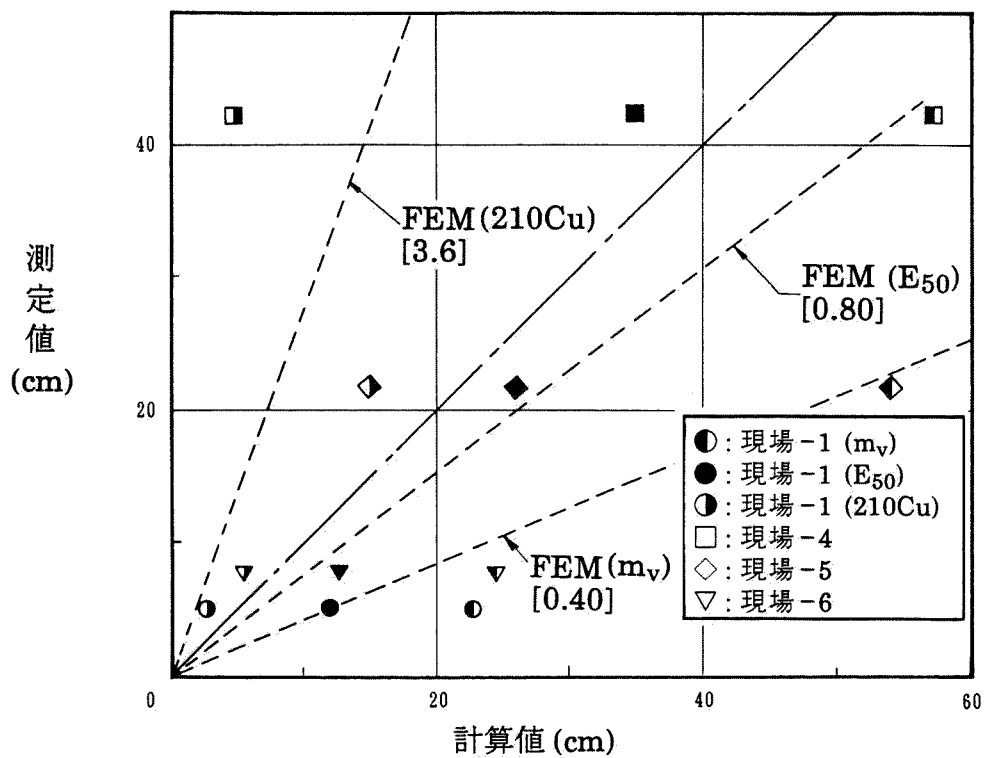


図-2.4.4 圧密終了時の側方変形

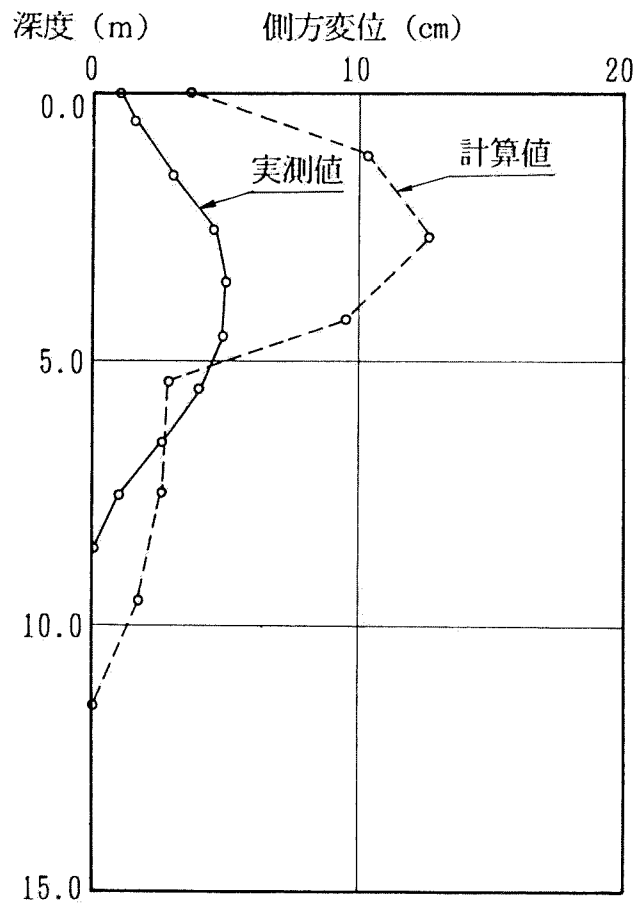


図-2.4.5 (a) 圧密終了時の側方変形の深度分布 現場-1

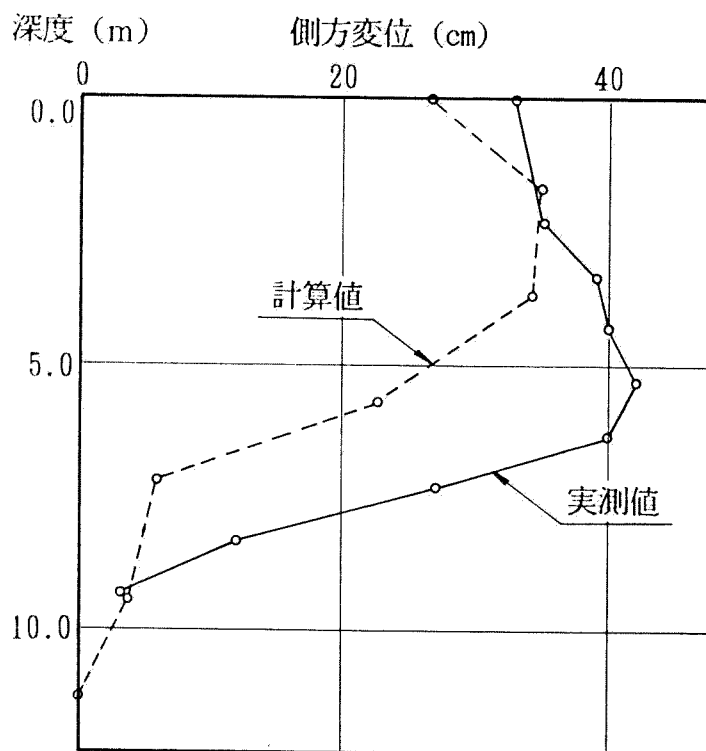


図-2.4.5 (b) 圧密終了時の側方変形の深度分布 現場-4

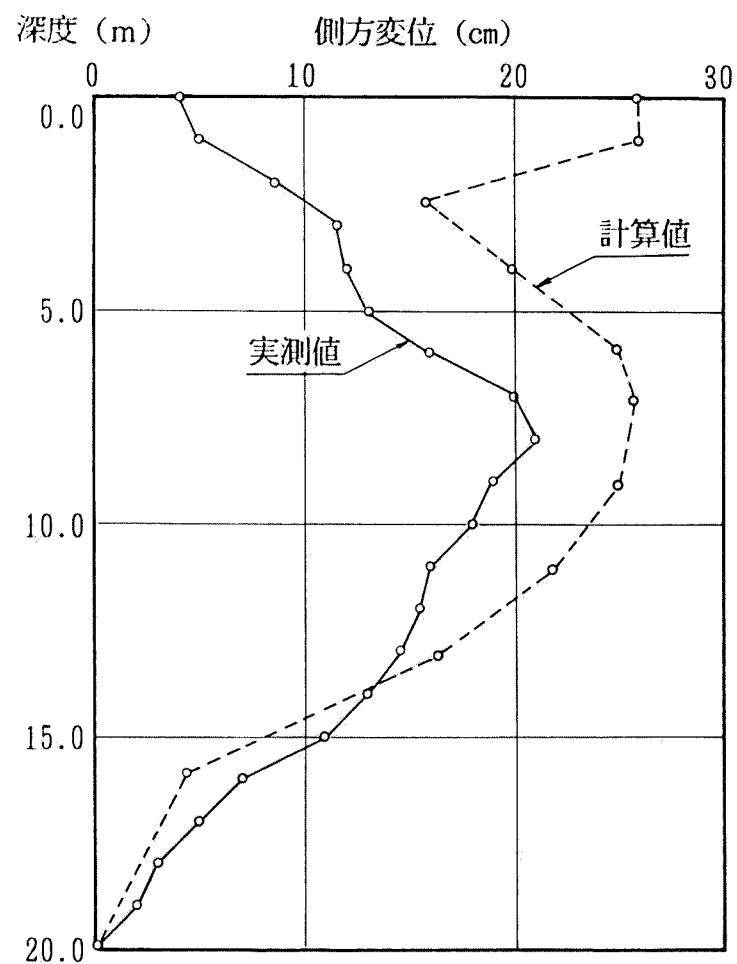


図-2.4.5 (c) 圧密終了時の側方変形の深度分布 現場-5

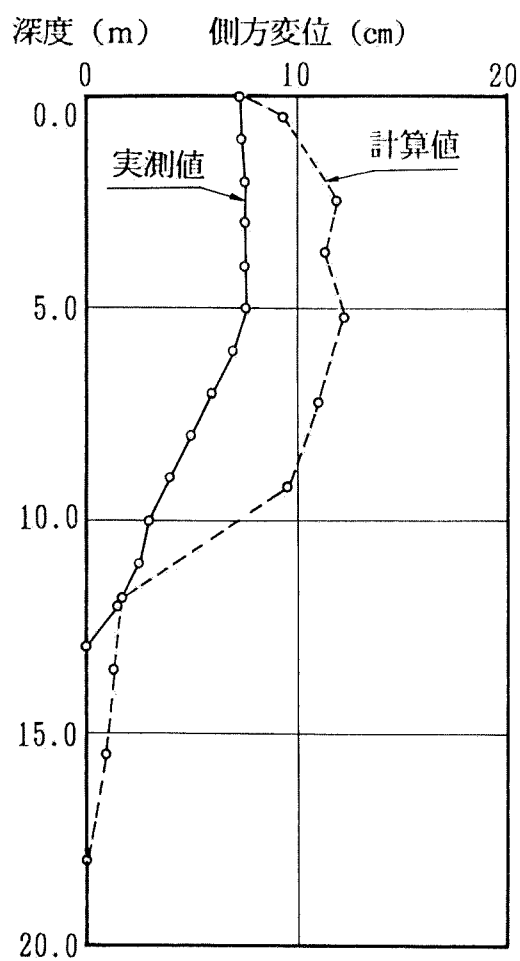


図-2.4.5 (d) 圧密終了時の側方変形の深度分布 現場-6

る。一方、現場-1はG.L. 2.28m以深(図-2.3.2)のシルトの剛性が実際より大きめに、G.L. 4.38m以浅の高有機質土の剛性を実際より小さめに評価したようである。現場-6に対してはG.L. -7.8m以深(図-2.3.22)の砂質土の変形係数をN値から推定($7N: \text{kgf/cm}^2$)しているが、実施より小さく評価された結果となっている。

2-4-2 土留め壁と周辺地盤の解析

2-4-2-1 解析条件

土留め壁に関する計測データとして、3現場とも土留め壁の変形が各掘削ステージごとに得られている。また、現場-9の土留め工では背面の沈下も測定されている。

本研究では、簡便で扱いやすくかつ信頼性も高いという理由で、土留め壁の変形予測として拡張山肩の方法[中村・中沢(1972);以降、弾塑性土留め計算と称す]、背面土の沈下予測として松尾・川村(1981)の方法及びFEMを予測解析の手法に用いた。

弾塑性土留め計算の方法は荷重として背面側は主動土圧が作用し、掘削面以下における土留め壁前面側の抵抗土圧は「静止土圧+土留め壁の変位に一次比例する反力」が作用し、これが受働土圧を越えるところでは受働土圧が作用するもので、土圧公式としてランキン土圧を用いている。各現場とも、土圧を評価するのに用いる粘着力 C と内部摩擦角 ϕ は、砂質土に対して $C=0$ 、 $\phi=30^\circ$; 粘性土に対して $C=q_u/2$ 、 $\phi=0^\circ$ とし、静止土圧係数はFEM解析に用いたものと同じ値を用いた(表-2.4.10~表-2.4.12参照)。切梁設置後の切梁支点は、切梁ピッチ、切梁断面積、切梁長さ、切梁のヤング率から得られるバネ支承としている。表-2.4.9に解析条件を示している。

FEM解析においては、使用プログラムや物性評価法等は盛土の場合と同じである。土留め壁の挙動をFEMで予測する場合、特に注意を要する事項は

- a: 施工中における排水条件
- b: 初期地圧、特に静止土圧係数 K_0 の決定

c: 土留め壁と周辺地盤の一体性

である。a.に関しては施工中地下水の変動や掘削に伴う間隙水圧の変動はないとして非排水条件を仮定した。土留め壁の解析で特に重要なのはb.である。本研究ではIizuka and Ohta (1987)の研究に基づき、次式のAlpanによる過圧密状態における静止土圧係数 K_i' を用いている。

$$K_i' = K_o' (OCR)^{0.54 \exp\left(\frac{-PI}{122}\right)} \quad (2.4.6)$$

ここでOCRは過圧密比を意味し、 K_o' は(2.4.2)式で求められる。ただし、ここでいう K_i' は有効応力に対する静止土圧係数で、本章では非排水状態の解析を行うため全応力に対する静止土圧係数 K_i が必要であり、(2.4.6)式に静水圧の寄与分を加えてやる必要がある。

このようにして得られた K_i を他の物性値と同時に表-2.4.10~2.4.12に示している。c.について、通常FEM解析では土留め壁と背面及び前面の地盤の接面では節点を共有するため一体となって変形する。しかし、相原, Duncan and Chang (1979)は地盤と土留め壁の間には相対変位を考慮すべきとしてGoodman, Taylor and Brekke (1968)が提案したジョイント要素を用いている。本研究では、この結果については、入力に必要な試験がなされていないこともあって考慮しない。

切梁のモデル化は弾塑性計算と同様バネで表現している。

解析領域は、3現場とも土留め壁をはさんで左右対称と仮定し、境界の影響が無いと考えられる地点(中心線から120m)までとり、下部はいずれの現場も深度50mまでとっている。

2-4-2-2 解析結果

図-2.4.6~図-2.4.8にそれぞれ現場-7、現場-8及び現場-9の第1掘削ステージと最終ステージの土留め壁の変形について計測値と計算値の比較を示している。ただし、現場-9に関しては、第1掘削ステージのかわりに地盤改良が始められた第2掘削ステージの変形について比較している。また、前節の現場計測の項でも述べたように土留め壁頂部の変位は第1掘削ステージから最終掘削ステージ(第5ステージ)まであまり変化はなく約12cm程度生じており、根入れ部下端の変

位が掘削が進むにつれて徐々に前面へ移動しているため土留め壁の相対変位は掘削進行に伴い減少している。この挙動は弾塑性土留め計算だけでなくFEM弾性解析でも表現するのは難しく、FEM解析は E_{50} を用いた解析結果のみを示している。これらの図をみてわかるように、土留め壁の変形パターンが現場-8を除いて合致していないので工学的に余り意味はないが最終ステージの側方最大変形の比較を表-2.4.13に示している。現場-7及び現場-8の土留め壁の挙動は絶対量はさておき、その変形パターンは非常に良く似ており、予測解析としては、弾塑性土留め計算が、その特性をよく表現している。一方、FEMの結果では、 E_{50} を用いた現場-8の結果は実測値と非常によく一致しているが、現場-7や現場-9では余り良い結果を示していない。特に現場-9では変形パターンが実測と逆になっている。この理由として、図-2.4.9に現場-7と現場-9の最終ステージにおける土留め壁及び周辺地盤の変形図を示しているが、この図からもわかるように土留め壁及び周辺地盤に浮き上がりかつ回転が生じるような解析結果となっているため、土留め壁をFEMの弾性解析で行う場合の欠点として指摘されている[例えば坂本(1984)]。すなわち、掘削の下端はその応力経路は除荷過程にあり載荷過程から得られる試験の変形係数を用いると過大な変形が生じてしまう。したがって、線形弾性を仮定して解析するのは不適で、弾塑性解析が必要となる。現場-8の場合、根入れ部周辺の地盤が非常に堅くリバウンド量が微小であるためFEMと測定値がよく一致したと考えられる。

現場-9については、弾塑性土留め計算でも予測が不可能であった。この理由として根入れ部下端は不動のものと考え計算しているが、実際には、背面土側には地盤改良がなされていないこともあって下端が前面側へ移動していると考えられる。

背面土の沈下については、現場-9しか計測されていないが、松尾・川村(1981)の最小安全率と最大沈下量との関係を用いてプロットしたものを図-2.4.10に示す。図中の黒丸は松尾・川村の計測例であり、この図には同時にFEMによる結果も示している。さらにこの図にはFEMとこの経験式との関係を見るため土留め壁の変形が実測と比較的良く合致した現場-8における E_{50} を用いたFEM解析の背面土最大沈下についてもプロットしている。両土留め壁とも最小

表-2.4.9 解析条件(弾塑性土留め計算)

現場名 解析条件		現場-8	現場-7	現場-9
土留め壁の全長(m)		27.0	23.0	27.0
掘削ステップ数		7	5	7
土留め壁の剛性(tf/m ²)		3.0006×10 ⁴	1.5633×10 ⁴	5.7120×10 ⁴
土留め壁支承条件	上端	フリー	フリー	フリー
	下端	固定	固定	固定
切梁バネ定数(tf/m/m)		3.866×10 ³	2.037×10 ³	1段目 5.377×10 ³ 2~5段目 1.366×10 ⁴ 6段目 6.830×10 ³
切梁段数		5	4	6

表-2.4.10 現場-7 物性表

土質分類	深度 (m)	ポアソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)			静止土圧 係数 K _i
			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から	
砂(7N)	5.3	0.33	35.0	35.0	35.0	0.58
シルト		0.49	38.8	35.7	91.6	0.88
シルト	9.3	0.49	22.8	35.7	91.6	0.88
シルト	15.7	0.49	59.6	81.4	138.6	1.0
シルト	20.0	0.49	91.4	81.4	138.6	1.0
レキ質土 7N)	24.5	0.33	420.0	81.4	138.6	0.77
砂 (7N)	29.6	0.33	420.0	81.4	138.6	0.77
	50.0	0.33	420.0	81.4	138.6	0.77

表-2.4.11 現場-8 物性表

土質分類	深度 (m)	ポアソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)			静止土圧 係数 K _i
			m _v から	E ₅₀ から	210C _v から	
埋土 (7N)	3.9	0.49	7.0	7.0	7.0	0.5
シルト	5.8	0.49	21.2	28.8	50.5	0.71
シルト	7.0	0.49	9.3	27.4	93.7	0.72
シルト	10.4	0.49	9.3	37.3	93.7	0.78
シルト	12.35	0.49	8.8	48.8	93.7	0.81
シルト	13.35	0.49	12.1	55.1	93.7	0.83
シルト	15.5	0.49	12.1	61.8	93.7	0.85
シルト	16.5	0.49	12.1	68.6	93.7	0.86
シルト	18.5	0.49	26.4	75.0	93.7	0.86
シルト	19.5	0.49	24.6	81.4	93.7	0.87
シルト	23.2	0.49	24.6	91.8	93.7	0.88
砂 (7N)	25.0	0.33	44.0	441.0	441.0	0.78
砂 (7N)	30.0	0.33	700.0	700.0	700.0	0.77
砂 (7N)	50.0	0.33	1050.0	1050.0	1050.0	0.76

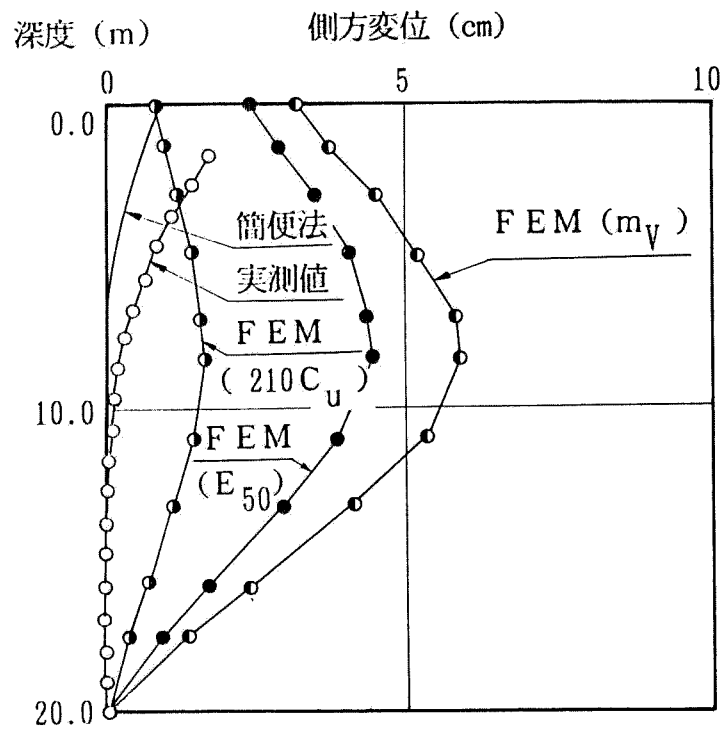
表-2.4.12 現場-9 物性表

土質分類	深度 (m)	ポアソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)			静止土圧 係数 K _i
			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から	
埋土 (7N)	4.2	0.49	49.0	49.0	49.0	0.81
粘土	5.2	0.49	3.85	—	—	0.93
砂 (7N)	9.8	0.49	126.0	126.0	126.0	0.81
シルト	20.0	0.49	31.1	15.5	105.0	0.90
シルト	41.5	0.49	22.8	16.4	73.5	0.91

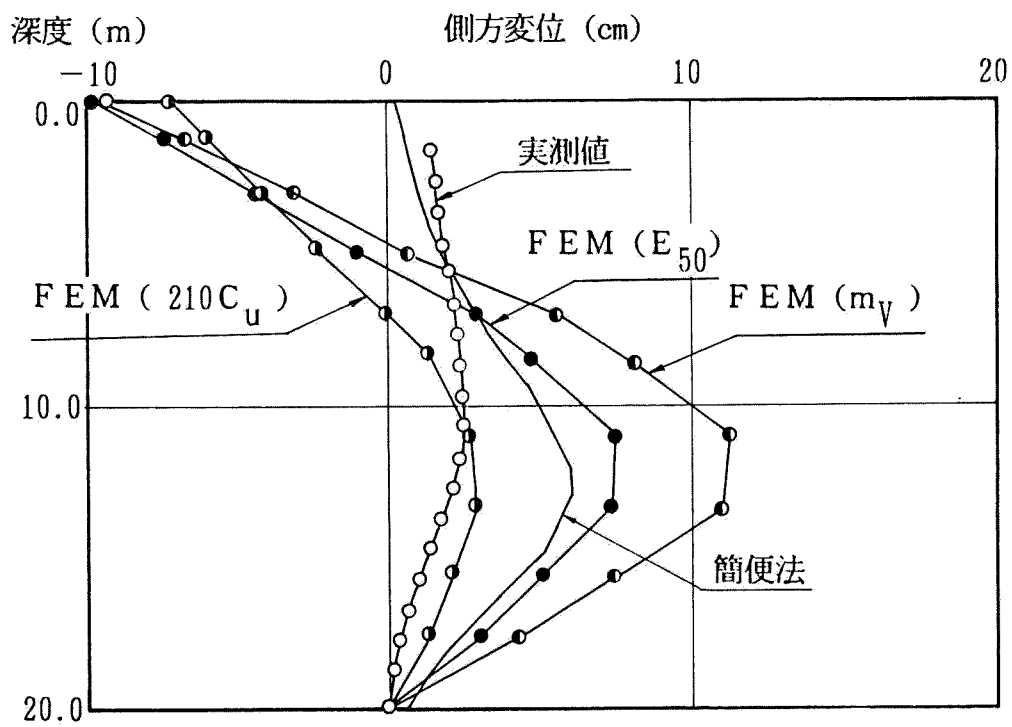
表-2.4.13 土留め最終掘削ステージ側方最大変形実測値と計算値の比較

単位 : cm

土留め工事名	実測値	弾塑性 土留め計算	FEM		
			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から
現場-7	2.6	6.0	11.5	7.7	2.9
現場-8	9.3	16.3	22.4	8.3	6.1
現場-9	7.6	3.0	—	3.6	—

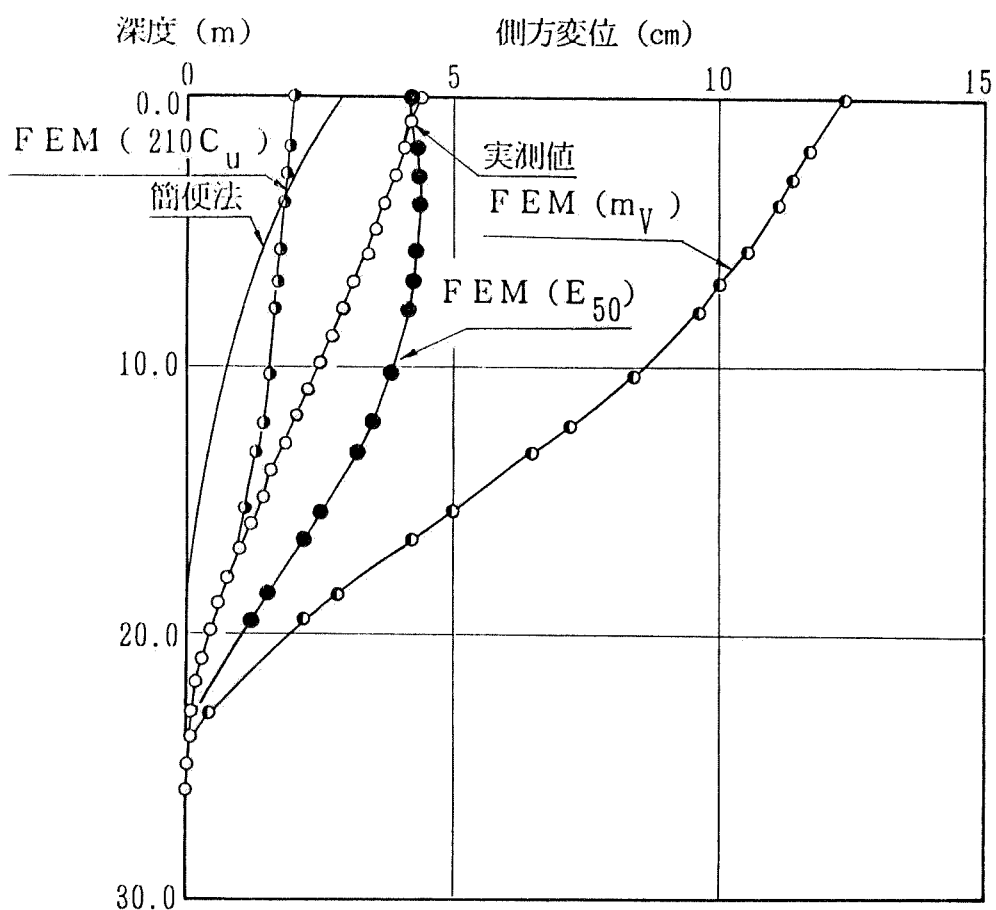


(a) 第1段

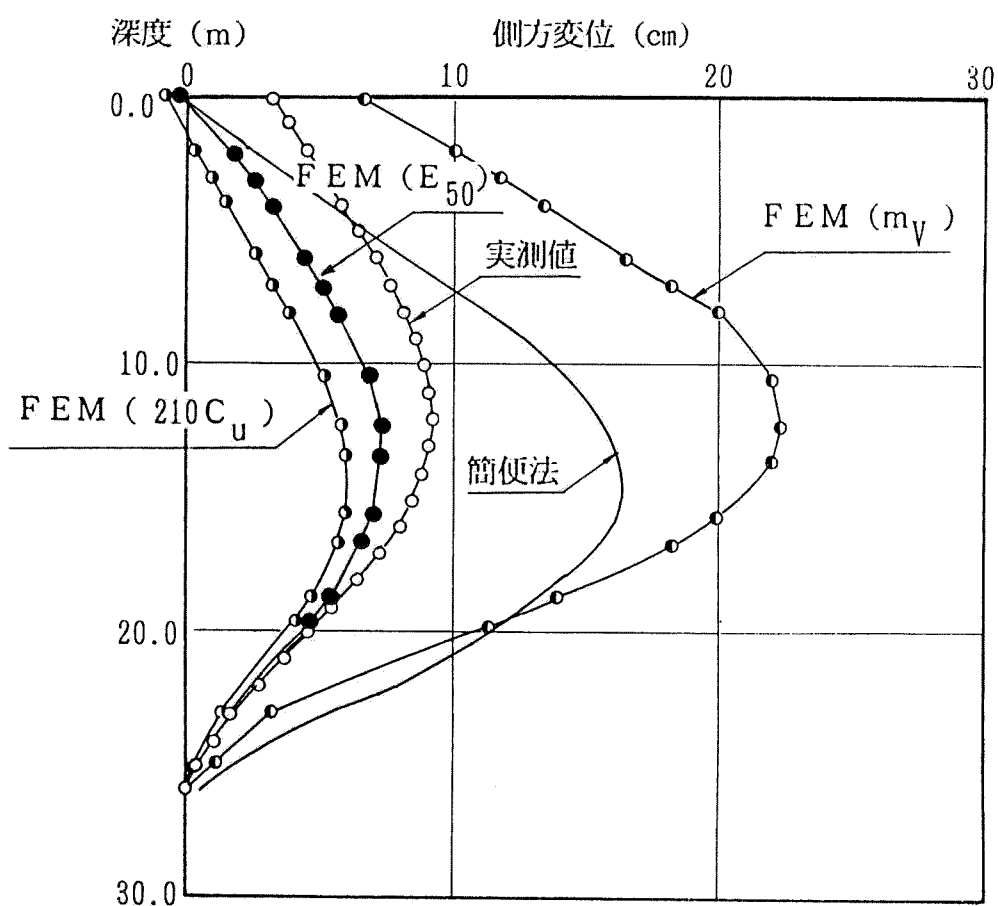


(b) 第5段

図-2.4.6 現場-7の土留め壁の変形

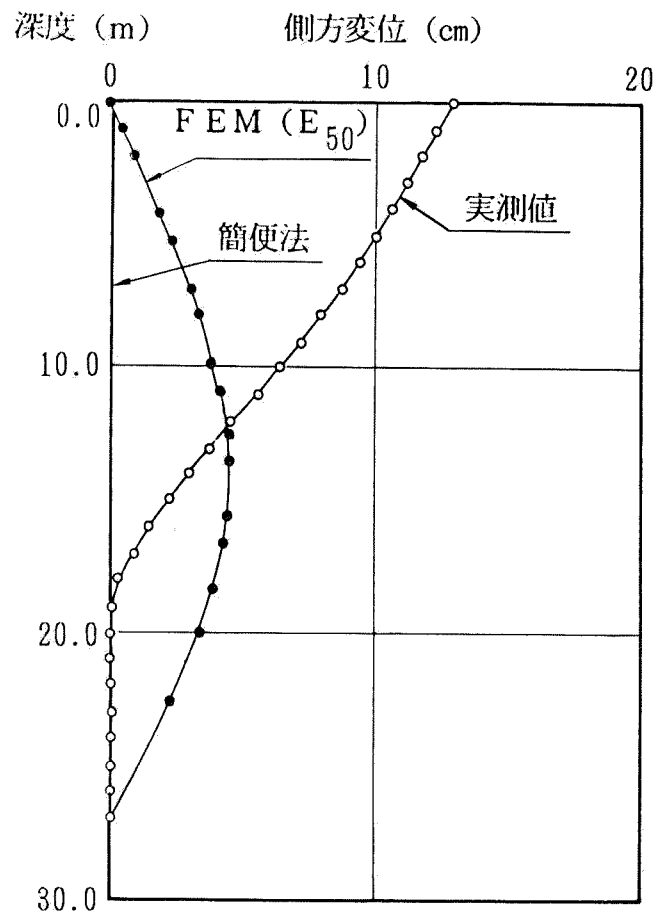


(a) 第1段

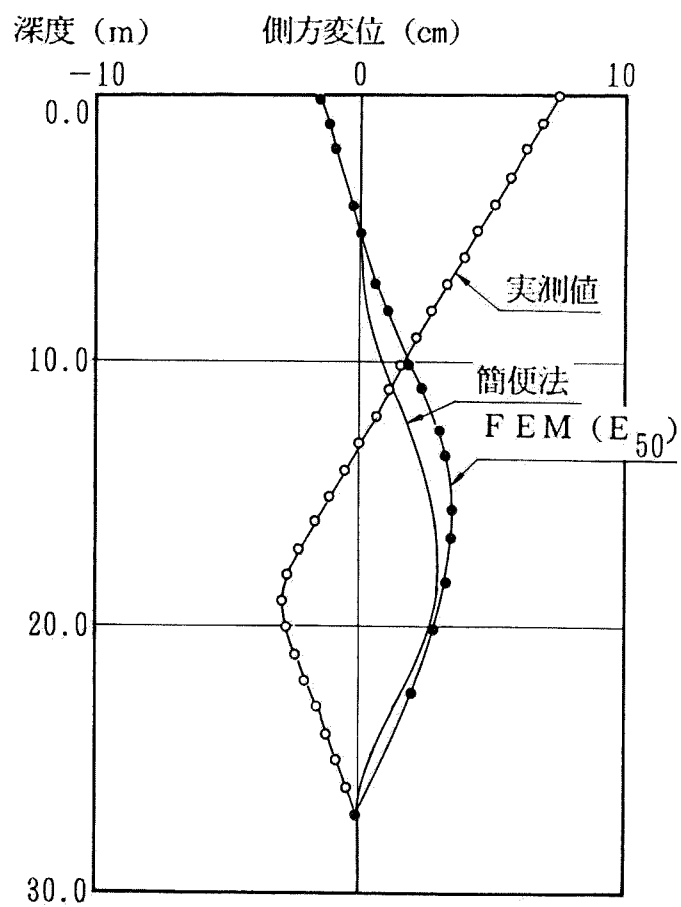


(b) 第6段

図-2.4.7 現場-8の土留め壁の変形

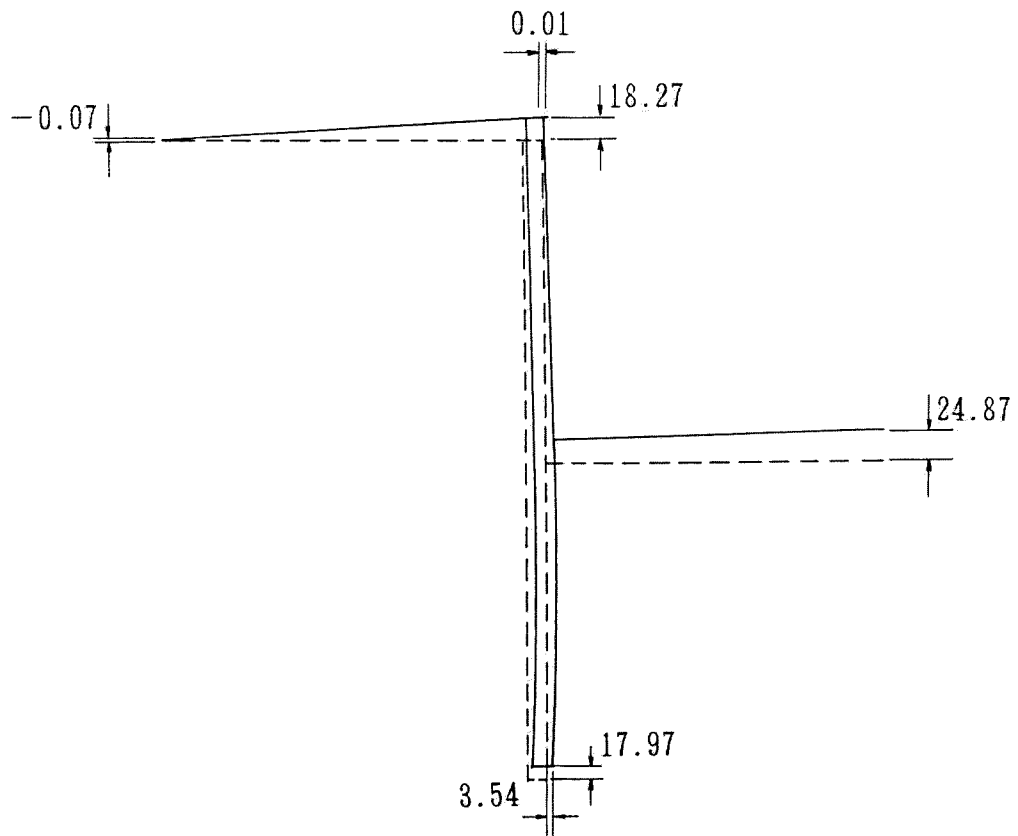


(a) 第2段

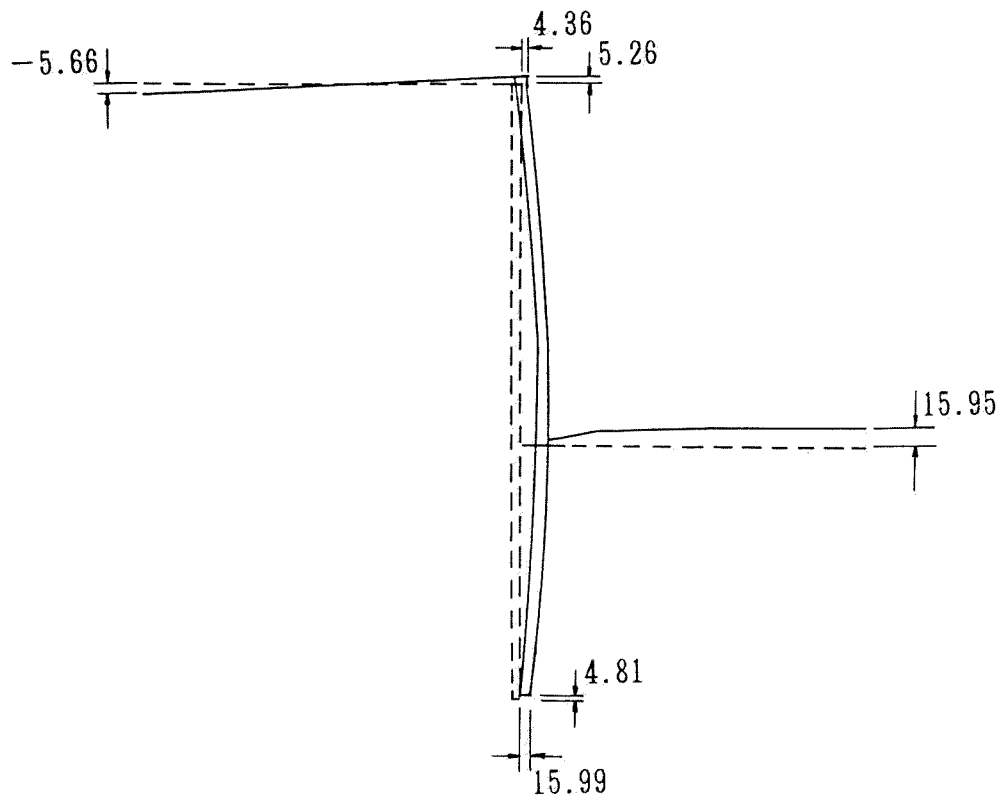


(b) 第5段

図-2.4.8 現場-9の土留め壁の変形



(a) 現場-9



単位 cm

(b) 現場-7

図-2.4.9 土留め壁及び周辺地盤の変形

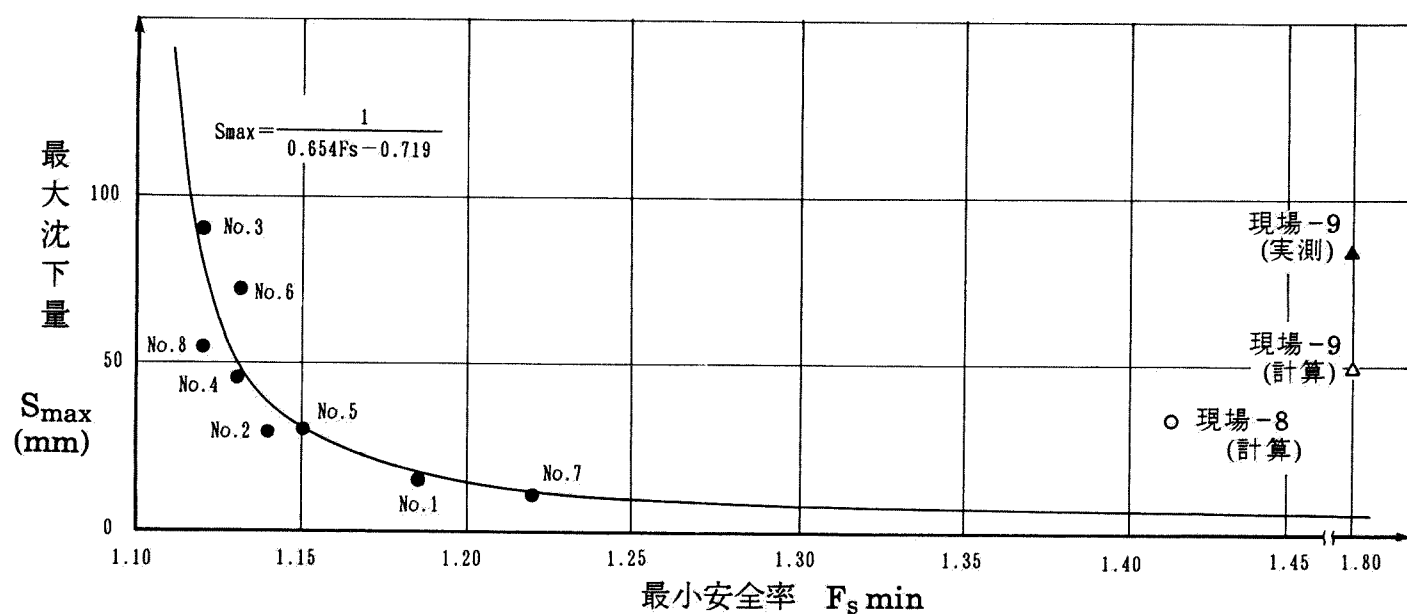


図-2.4.10 最小安全率と最大沈下量の関係

安全率が1.4以上で松尾・川村の予測式は、その使用データから判断して最小安全率が1.3以下のものしか適用できないようで、予測精度はあまり良くなかった。また、現場-9においてFEMによる沈下も松尾・川村の方法ほどではないが小さめの評価をしている。これは前述の浮き上がりによる影響と背面土の地下水低下による影響等が考えられる。

2-4-3 シールドトンネル周辺地盤の解析

2-4-3-1 解析条件

シールド掘進に伴い生じる地表面沈下の予測に対して簡便法として経験的予測手法のAversonの式と解析的予測手法のLimanovの式の2通りについて最大沈下量を算定する。

Limanovの式を用いる場合、一様地盤を対象とするので計算上、現場-10についてはシルト層、現場-11については粘性土の変形係数を用いることにし、現場-10で $555\text{tf/m}^2(E_{50})$ 、現場-11で 277tf/m^2 (プレッシャーメータによるヤング率)を与えている(表-2.4.14、2.4.15参照)。

FEM解析では、土留め工事と同様切羽やセグメント継目等からの漏水はないものとして非排水条件を設定した。変形係数とポアソン比についても同様であるが現場-11については原位置試験としてプレッシャーメータによる試験を実施しているので、これから得られる変形係数に対しても計算を行った。掘削問題で重要な初期地圧の設定にかかわる静止土圧係数 k_1 についても土留め工事と同様である。計算に用いた現場-10及び現場-11の物性値をそれぞれ表-2.4.14と表-2.4.15に示す。

もちろん、シールドトンネルでは圧気工法や泥水加圧工法等により、地盤のゆるみをできるだけ小さくするように努力するわけだが、トンネルでは切羽が進行すると切羽の支保能力が減少し、トンネルが変形する。この効果は三次元的である。トンネルの掘進に伴う周辺地盤変形を二次元平面ひずみ状態を仮定して解析すると、二次元平面と直交する方向に無限長のトンネルが瞬時に掘削されることを意味し(一挙掘削解析と称す)現実の挙動と異なる。このため、二次元解析に三

次元効果を導入する方法が大西・岸本(1980)によって提案されて以来、2、3の方法が提案されている。本研究では、一挙掘削解析の他に次のような分割掘削解析[太田・勝又・伊藤・松井(1985)]も行っている。すなわち、掘進方向断面において平面ひずみ状態を仮定して着目点の前後 $\pm 10D$ (D :シールド直径)にわたり、 $1D$ ずつ掘進解析をFEMで行い着目点に生じる地表面沈下～切羽位置曲線を計算し、 $+10D$ における沈下量を一挙掘削解析時に得られる掘削解放力に置き換えて合計20段階に解放力を分けて載荷し計算を行った。この解析方法の模式図を図-2.4.11に示す。図中Sは沈下量を示す。

現場-10はB線通過後、1ヶ月遅れてA線が通過するので解析はB線の掘進による単設シールドの挙動だけを対象とした。右側の境界は矢板までとし、左側境界は境界の影響をなくするためシールド直上から88.7m離れた地点(矢板から100m)を設定した。また、下部境界はN値が60以上の砂層までとった(深度62.01m; 標高-60m)。

一方、現場-11は西行線が東行線に10日遅れ掘進されているため両線の掘削による影響が地表面沈下に現れると考えられ、双設シールドをそのままモデル化している。2つのシールドトンネルを真中に置き、左右100mの領域をとっており、下部境界は堅い砂層までモデル化している(深度34m)。

なお、シールドセグメント外周に生じるテールボイドは速硬性の注入材を同時注入方式で注入しており、この材料特性として、著者等の経験からヤング率 $E=20\text{tf/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.45$ を用いている。また、セグメントはソリッド要素によりモデル化している。

2-4-3-2 解析結果

表-2.4.16は、地表面の最大沈下量に関する実測値と計算値を比較したものである。簡易計算手法は、単設のトンネルの沈下予測しかできないので現場-11に適用するのは不向きであるが括弧内に単設トンネルとしての沈下量を載せている。この表からわかるように簡易予測法では桁違いに大きな沈下量となっている。簡易予測法はその仮定から、テールボイドへの裏込め注入やセグメントの存在を考慮しない状態を解析するのに適したもので、本研究で対象とするようなシールド

トンネルには適用が不向きである。一方、FEM解析において、地盤を線形弾性に扱っているので分割掘削解析による最終段階掘削の結果と一挙掘削解析の結果とは一致するので、表-2.4.16には結果の区別を行っていない。図-2.4.12、図-2.4.13にはそれぞれ現場-10と現場-11の計測断面における地表面沈下を測定値と採用した変形係数ごとの解析値との比較を行っている。ただし、この時の切羽の位置は+10Dのところにある。表-2.4.15及びこれらの図から、FEM解析は簡易予測法と比べて比較的良い一致を示しているが実測値と比べ50~200%の誤差を含んでいる。この理由として、

- a. 三次元状態を二次元で解析している。
- b. 地盤を線形弾性で扱っている。
- c. 裏込め材の物性評価が曖昧である。

等が考えられるが、a.による影響が特に大きいと考えられる。図-2.4.14は現場-10におけるB線直上の沈下の経時変化と分割掘削解析のうち E_{50} による結果を、図-2.4.15には、現場-11における東行線と西行線直上の沈下の経時変化と分割掘削解析の結果(E_{50} による)を示している。解析結果は切羽が到達するかなり手前から沈下が生じているが、実測値は、切羽が通過してから大部分の沈下が生じている。このことは泥水加圧により切羽前面をほとんどゆるませていないことを示すもので施工の優良性を示すとともに解析では泥水加圧の効果を考慮した三次元解析が必要であることを示唆している。

2-4-4 解析結果の検討及び考察

4-2で行った事前予測解析の結果について少し強引であるが一律に実測値と予測値の比として比較一覧表にしたのが表-2.4.17である。各工事とも結果にバラツキがみられるが、平均的にみると、盛土では、沈下量については、 m_v を用いたFEM解析と簡易予測法は0.85~0.90とかなり良い予測を示しているが、 E_{50} によるFEM解析は1.96と堅めで $210C_u$ についてはかなり堅めの評価となっている。側方変形についてみれば m_v では実測値が計算値の約半分、 E_{50} で約0.8、 $210C_u$ では約3.6倍となっている。土留めに関しては、 E_{50} と $210C_u$ を用いたFEM計算結果が比較的良い結果を示しているが簡易予測法(弾塑性土留め計算)および m_v による結果は

計算値の方が約2倍強と大きめの値となっている。シールドに関しては、 m_v を用いたFEMの結果が比較的良好な数値を示しているが、簡易予測法を本研究で扱ったモデルに適用するのは不可能であることを示している。

全体としてみれば、 m_v 、 E_{50} を用いたFEM解析とシールドトンネル以外の簡易予測計算法はほぼ同じレベルにあるが、予測精度としてはバラツキもかなりあり事前予測解析手法として十分とはいえない。

上で述べた検討では、FEMの結果については採用した変形係数に対してその精度を議論しているきらいがあるが、精度に関する問題の中には当然次の事項が含まれていると考えられる。

- a. 本来、三次元問題を二次元もしくは一次元問題に簡略化していることによる。
- b. 地盤の変形特性は応力、温度、時間等に依存していて複雑であるが応力－ひずみ関係が線形であるという単純化をしていることによる。
- c. 特に掘削問題では掘削解放力は初期地圧および掘削進行に伴う応力変化に依存しており外力としての予測が難しいことによる。
- d. 本来、三相系(水、空気、固体)の材料から構成される地盤を一相系(固体)でモデル化していることによる。

これらの問題は対象とする構造物と施工法により生じる影響度合いが異なる。

c.に関する問題は究極のところ土質調査法及び試験法と土の構成モデルに帰着されb.と同一の問題と考えられる。これらa.～d.の問題点を解消するべく、多くの構成モデルが提案され、そのモデルを用いた三次元弾塑性変形・浸透流解析が適用されることがしばしばあるが、この検討は第3章で行う。

表-2.4.14 現場-10 物性表

土質分類	深度 (m)	ポアソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)			静止土圧 係数 K _i
			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から	
埋土 (7N)	4.0	0.49	63.0	63.0	63.0	0.5
砂 (7N)	11.4	0.33	59.5	59.5	59.5	0.66
シルト	43.4	0.49	21.4	55.5	247.8	0.82
砂質土 (7N)	48.0	0.33	192.0	192.0	192.0	0.77
シルト (7N)	54.1	0.49	210.0	210.0	210.0	0.77
砂 (7N)	60.0	0.33	350.0	350.0	350.0	0.77

表-2.4.15 現場-11 物性表

土質分類	深度 (m)	ポアソン 比	変形係数E(kgf/cm ²)				静止土圧 係数 K _i
			m _v から	E ₅₀ から	210C _u から	プレッシャー メータから	
埋土	2.6	0.49	—	—	—	12.0	0.63
砂 (7N)	5.1	0.33	24.5	24.5	24.5	24.5	0.74
粘性土	13.65	0.49	26.0	27.8	64.7	27.7	0.86
砂 (7N)	16.725	0.33	26.3	26.3	26.3	26.3	0.78
粘性土	21.0	0.49	—	—	—	69.3	0.83
砂 (7N)	34.0	0.33	225.4	225.4	225.4	225.4	0.78

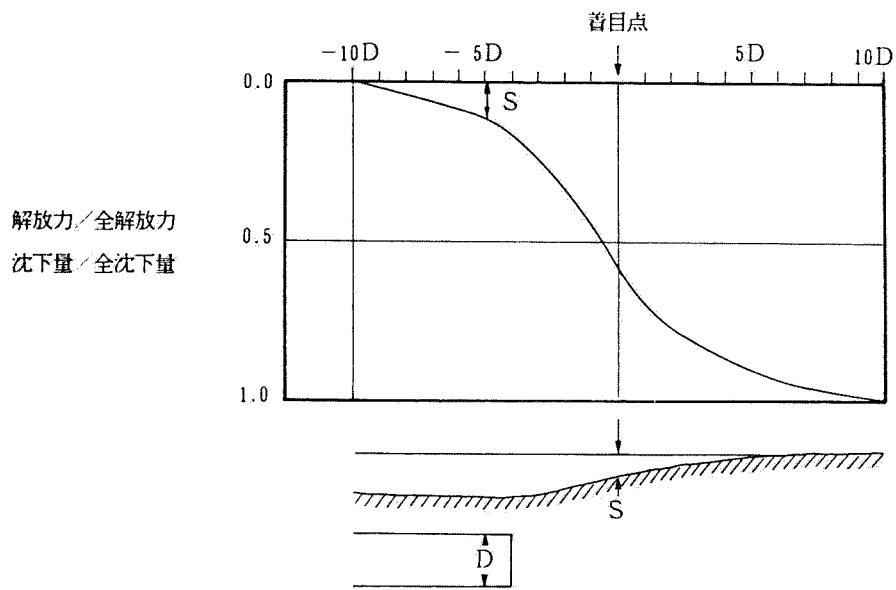


図-2.4.11 段階掘削解析法模式図

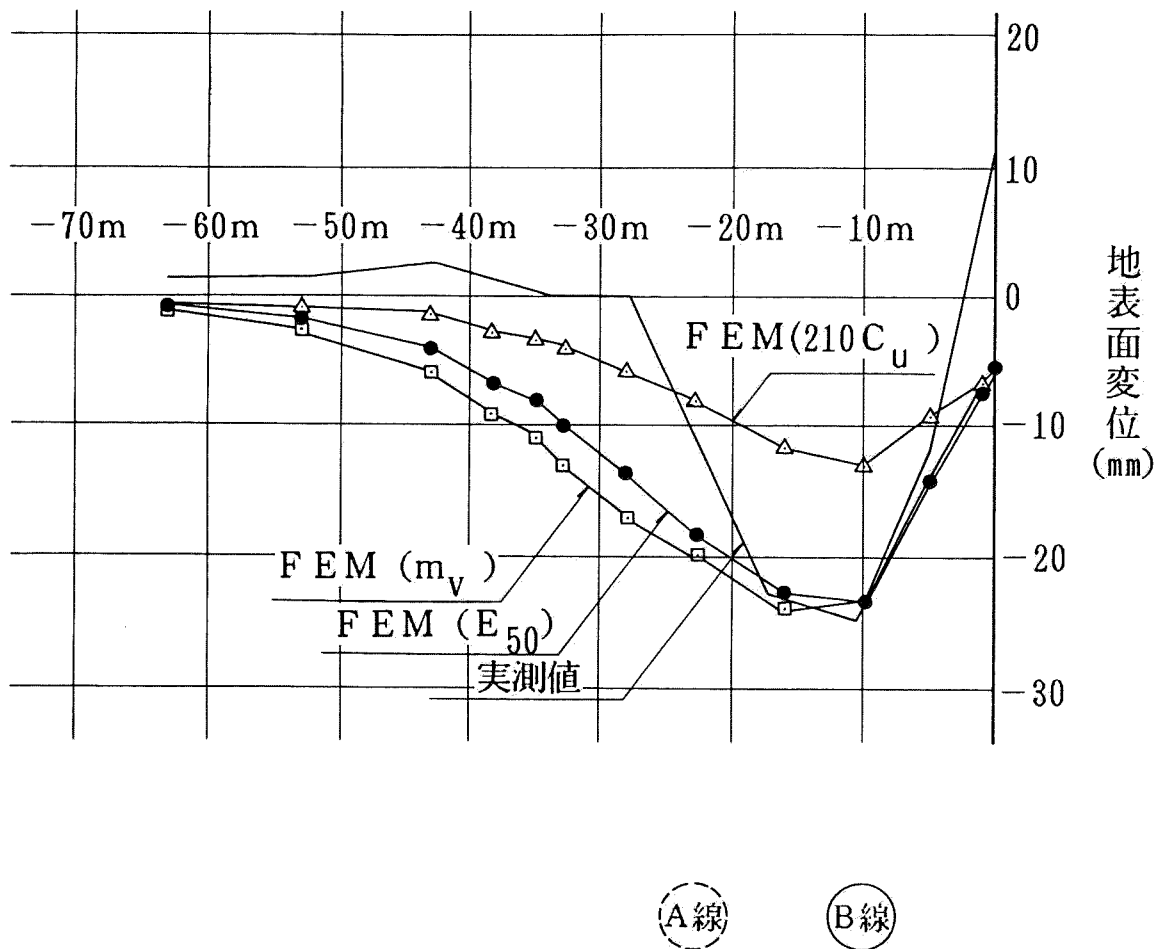


図-2.4.12 現場-10 地表面沈下

表-2.4.16 シールド最大沈下量実測値と計算値の比較

単位: cm

シールド 工事名	実測値	簡易予測法		FEM			
		Averson の式	Limanov の式	プレッシャー メータから	m_v から	E_{50} から	$210C_u$ から
現場-10	2.5	30.5	12.4	—	4.7	1.2	0.2
現場-11	0.6	(15.9)	(26.9)	1.5	0.3	0.3	0.4

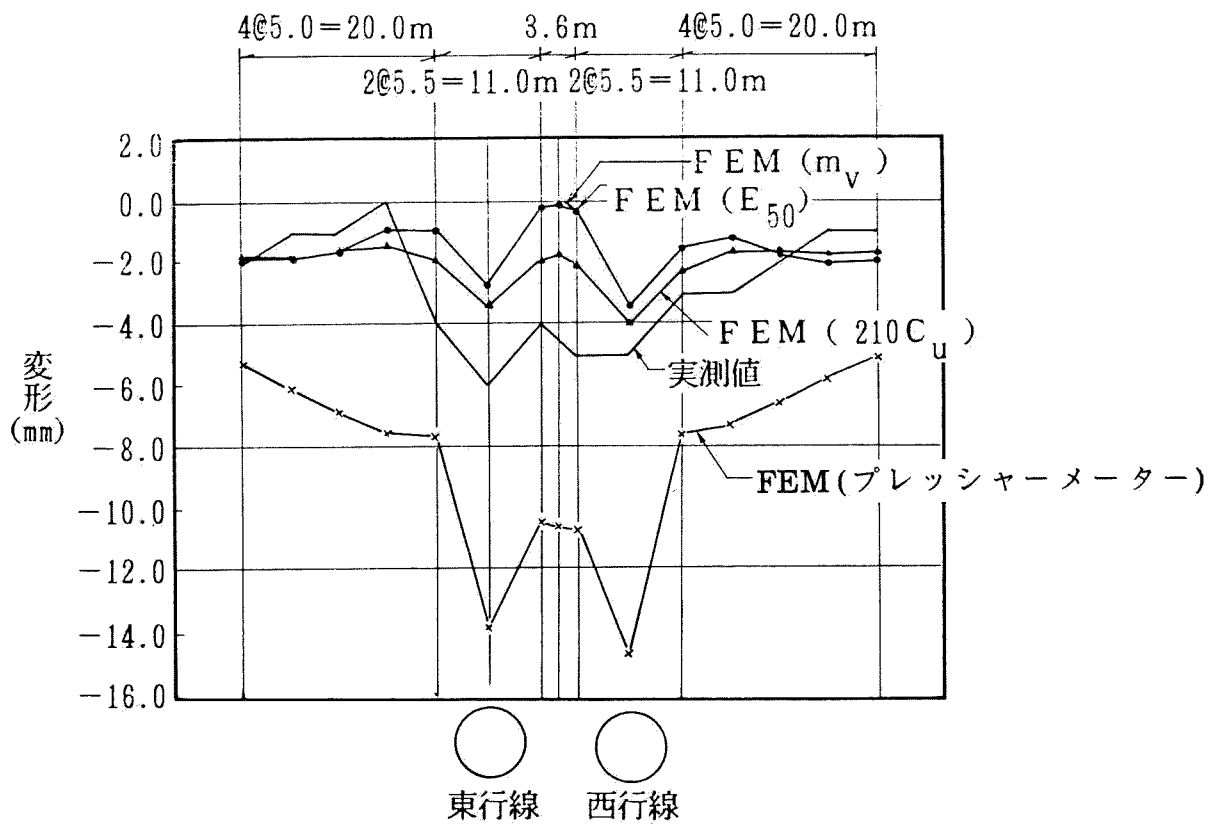


図-2.4.13 現場-11 地表面沈下

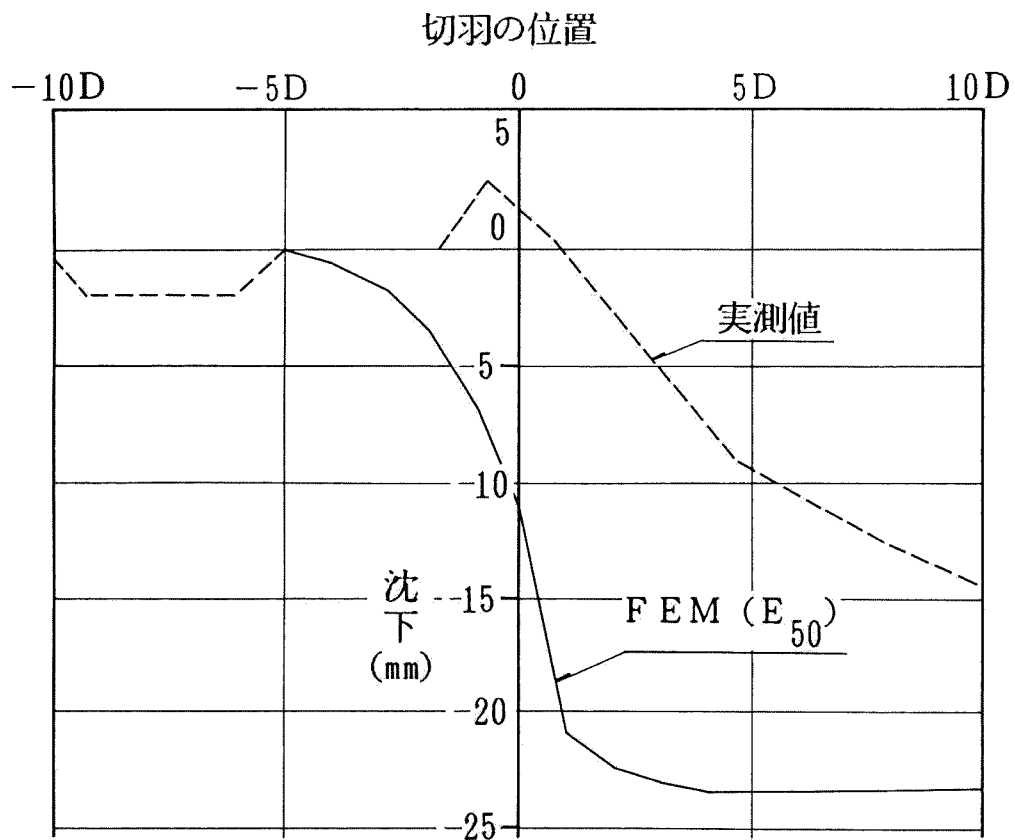


図-2.4.14 現場-10

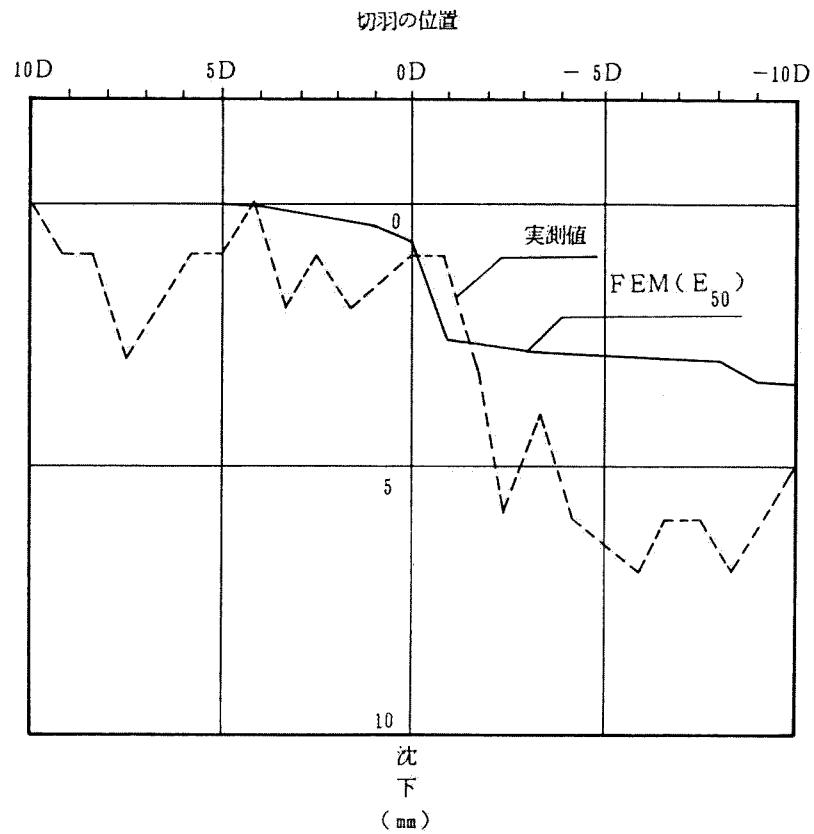


図-2.4.15(a) 現場-11東行線

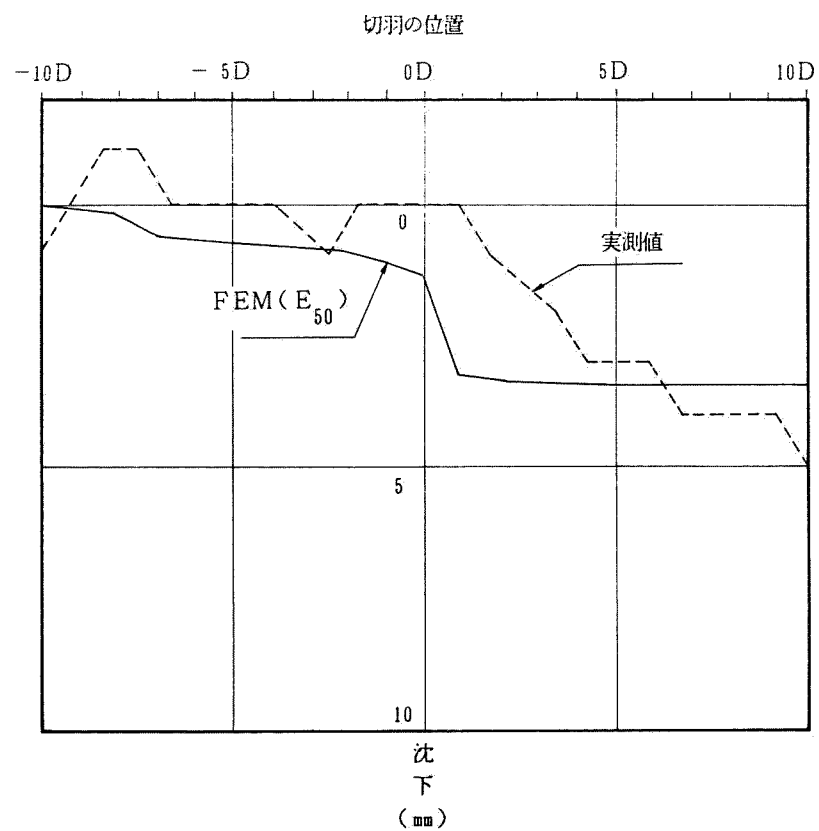


図-2.4.15(b) 現場-11西行線

表-2.4.17 実測値と計算値との比の平均値の比較

工事種別	変形項目	簡易予測法	FEM			
			ブレッシャー メータから	m _v から	E ₅₀ から	210C _u から
盛土	地表面沈下	0.90 1.53~0.31	——	0.85 1.47~0.34	1.96 4.26~0.78	6.76 14.92~2.48
	側方変形	——	——	0.42 0.73~0.22	0.77 1.2~0.42	3.6 9.6~1.3
土留め	側方変形	0.47 0.52~0.41	——	0.33 0.42~0.23	0.73 1.12~0.34	1.12 1.52~0.90
シールド	地表面沈下	0.08 0.23~0.02	0.4	1.27 2.0~0.53	2.04 2.08~2.0	7.0 12.5~1.5
全体平均	——	0.6	——	0.71	1.46	5.10
バラツキ	——	1.53~0.02	——	2.0~0.22	4.26~0.34	14.92~0.90

上段：実測値 / 計算値の平均

下段：最大値～最小値

2-5 まとめ

従来、比較的良く用いられる簡易予測法及び二次元線形弾性FEM解析を予測解析として用い、軟弱地盤を対象とする11現場について実測値との比較検討を行なった。その結果、以下の考察を得た。

- (1) 簡易予測法及び二次元線形弾性FEM解析による計算値と実測値との比較を見ると次に述べる例外を除いて実測値が計算値の約1/5~4倍の範囲にある。その例外はシールドの簡易予測値が実測値の10倍以上、及び $210C_u$ を用いたFEMの結果が実測値より小さめ過ぎることである。
- (2) 簡易予測法とFEMを比較すると、 E_{50} 、 m_v を用いたFEMと簡易予測法ではほとんど差がない。
- (3) FEMによる盛土の沈下量と側方変形については、沈下量が実測値と比較的近い値を示している場合でも側方変形は実測値より小さめの値を示している。従って、線形解析では沈下量と側方変形を同時に実測値に追従させることは難しい。
- (4) E_{50} 、 m_v 、 $210C_u$ から得た変形係数は、割線係数であり実際には応力の大きさに応じて異なり、さらに(3)の考察からもダイレイタンス、異方性、材料非線形性を考慮した弾塑性解析が、より詳細な予測解析には必要と考える。
- (5) 実際の地盤の状態は時間と共に排水するいわゆる部分排水状態であり、土粒子と水の二相系を考慮した有効応力解析によってより詳細な予測解析が可能と思われる。
- (6) シールドの場合は進行方向への時間的ズレを考慮した分割掘削と、一挙に解放力を与える一挙掘削とで最終沈下量にはほとんど変わりがなかった。ただし、進行途中の沈下の経時変化を見ることは、施工管理上必要であり、三次元解析によってさらに予測がどの程度まで可能かの検討が必要である。

参考文献

- (1) 相原功、Duncan, J. M. and Chang, C. S. (1979) : 「有限要素法による地盤の土留め解析」、土木学会誌、Vol.64、No. 11、pp.41~47
- (2) 赤井浩一(1972): 「有効応力よりみた盛土基礎地盤の沈下解析」、京大防災研究所年報、15-B、pp485~498
- (3) Clough, R. W. (1960) : "The finite element in plane stress analysis," Proc. 2nd ASCE Conf. on Electronic Computation, Pittsburg
- (4) 土質工学会 (1973): 「設計施工基準集(設計編)」、pp141~142
- (5) Goodman, R. E., Taylor, R. L. and Brekke, T. L. (1968) : "A model for the mechanics of jointed rock", Proc.ASCE, 94, SM3, pp.637~659
- (6) Iizuka, A. and Ohta, H. (1987) : "A determination procedure of input parameters in elasto-visco plastic finite element analysis" , Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71~87
- (7) Ito, T. and Hisatake, M. (1979): "Surface displacements caused by tunnel driving in anisotropic viscoelastic ground" , Proc. 4th Int. Cong. on Rock Mechanics, ISRM, Switzerland, Vol.1, pp677~684
- (8) 川本眺万、林正夫(1978): 「地盤工学における有限要素解析」、培風館
- (9) 木島詩郎、阿部浩(1977): 「軟弱粘性土地盤の大規模掘削における周辺地盤の沈下について」、第12回土質工学研究発表会、pp1161~1164
- (10) Lambe, T. W. (1964) : "Method of estimating settlement" , Proc. ASCE, Vol. 90, SM5
- (11) Lambe, T. W. (1973) : "Predictions in soil engineering" , Geotechnique, Vol.23, NO.2
- (12) 松尾稔、川村国夫(1981): 「掘削現場周辺地盤の沈下予測」、第26回土質工学シンポジウム、pp.61~68
- (13) Matsumoto, T. (1976) : "Finite element analysis of immediate and consolidation deformations based on effective stress principle" , Soils and Foundations, Vol.16, No.4, pp.23~34

- (14) Mikasa, M. (1951) : “On the settlement of clay layer by partial load” , Proc. 1st Japan National Congress, Applied Mechanics, 303
- (15) 森 麟・赤木寛一(1980):「シールド工事に伴う軟弱粘性土の乱れに基づく圧密沈下」、トンネルと地下、第11巻8号
- (16) 村山朔郎、松岡元(1969):「粒状土地盤の局部沈下現象について」、土木学会論文報告集、No.172、pp149~159
- (17) 中村基次、中沢章(1972):「掘削工事における土留め壁応力解析」、土質工学論文報告集、Vol.12、No.4
- (18) 大西有三・岸本英明(1980):「トンネル切羽進行の影響を近次的に考慮した二次元有限要素解析」、トンネルと地下、第11巻12号、pp859~864
- (19) 太田秀樹、勝又正治、伊藤雅夫、松井幹雄(1985):「シールド掘進を考慮したFEM解析」、第20回土質工学研究発表会、pp.1525~1528
- (20) Peck, R.B. (1969) : “Deep excavations and tunnelling in soft ground” , Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, Mexico
- (21) 坂本佳一(1984):「有限要素法による土留め解析(その1)」、第19回土質工学研究発表会、pp1113~1116
- (22) 桜井春輔、武内邦文(1983):「トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法」、土木学会論文報告集, 第337号、pp137~145
- (23) 柴田 徹(1982):「埋め立て軟弱地盤の防災」、防災シリーズ2、森北出版
- (24) 島田隆夫(1980):「土被りの浅い山岳トンネルの地表沈下」、土木学会論文報告集、No.296、pp97~109
- (25) 庄子幹雄、佐々木猛、今井貫爾、成田知明(1973):「有限要素法による温度分布解析と熱応力の解析」、鹿島建設技術研究所年報、第21号、pp679~687
- (26) 庄子幹雄、岡林信彦、谷本治重、佐々木猛(1974):「有限要素法による地下構造物の非線形解析」、鹿島建設技術研究所年報、第22号、pp113~120
- (27) Shoji, M. and Matsumoto, T. (1976) : “Consolidation of embankment foundation,” Soils and Foundations , Vol.16, No.1, pp59~74

- (28) 庄子幹雄、佐々木猛、森川誠司(1985) : 「三次元弾塑性有限要素解析による地下空洞安定性の一検討」、土木学会第40回年次学術講演概要集、3-189、pp.377~378
- (29) 庄子幹雄、太田秀樹、吉田英信、佐藤真(1988) : 「感圧導電ゴムを利用した土圧計及び間隙水圧計の開発と現場への適用」、土木学会論文集、第391号/VI-8、pp.74~82
- (30) Shoji, M., Matsumoto, T., Morikawa, S., Ohta, H. and Iizuka, A. (1988) : “Deformation and stability analysis of soil structure by imaginary viscosity procedure”, Proc. of International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck.
- (31) Shoji, M., Ohta, H., Arai, K., Matsumoto, T. and Takahashi, T. (投稿予定) : “Two-dimensional consolidation back-analysis”, Soils and Foundations
- (32) Skempton, A. W. and Bjerrum, L. (1957) : “A contribution to the settlement analysis of foundations on clay”, Geotechnique, Vol.7
- (33) Szechy, K. [島田隆夫・訳(1971)] : 「トンネル工学」、鹿島出版会、pp.650~656
- (34) Terzaghi, K. (1924) : “Die Theorie der hydrodynamischen Spannungserscheinungen und ihr erdbautechnisches Anwendungsgebiet”, Proc., Int. Congr. Appl. Mech., 1~228
- (35) Zienkiewicz, O.C. (1971) : “The finite element methods in engineering science”, McGraw-Hill

第3章 透水を考慮した三次元弾粘塑性FEM解析に関する研究

3-1 概説

土構造物の挙動を予測し、これを設計・施工に反映させるための手段として近年様々な数値解析が行われている。第2章において、有限要素法が統一的かつ汎用的なシステムとして盛んに用いられるようになったことを述べたが、この有限要素法を用いた地盤解析法は、その解析目的や解析精度、重要性に応じて多岐に亘って選択することができ、現時点で分類すると図-3.1.1のようになる。

本研究においては、解析対象として静的な(加速度項が無視できる)問題を考えているため、地盤の応力・変形解析法は以下のような選択肢をもつことになる。

- a. 全応力の概念に基づく解析(全応力解析)
有効応力の概念に基づく解析(有効応力解析)
- b. 透水を考慮する(排水条件を設定する)
透水を考慮しない
- c. 一次元解析
二次元解析
三次元解析
軸対称解析
- d. 土の構成モデルの選択

これらの取り扱いにより、地盤の応力・変形解析は異なってくる。地盤の変形における変形カテゴリーによる解析手法の分類と歴史的経緯については、松尾・木村・太田(1981)が整理を行っているが、著者なりの考察を以下に加える。

全応力解析は有効応力解析に比べ比較的簡単に実施できるため、現時点において非常に頻繁に用いられているが、第2章において述べた通り、載荷直後(非排水状態)の地盤の挙動、あるいは載荷後十分時間が経過した時点(排水状態)の挙動というある限られた極端な場面しか解析できない。これに対して有効応力解析によれば、第2の選択項目に示されている透水を同時に考慮することにより、非排水状態から排水状態までを統一的にしかも時刻を追って追跡することができる。これ

により、実地盤の現象として見られる部分排水状態下の地盤の挙動を予測することも可能になる。著者は以前からこの解析手法の研究に興味を持っており、その研究成果を約10年前に取りまとめている [Shoji and Matsumoto (1976)]。また、地盤のもつダイレイタンスや弾塑性挙動の影響を考慮した精度の高い解析を行うためには、弾塑性あるいは弾粘塑性の構成式を用いる必要があるが、従来提案されているこれらの構成モデルはいずれも有効応力の概念によるものであり、この場合にもやはり有効応力解析を行う必要がある。

さらに、実地盤の現象は常に空間的には三次元的広がりをもっており、本来三次元の解析を行うべきである。著者の所属する建設会社において、例えば庄子・佐々木・森川(1985)のような三次元解析を実際に行った例もあるが、主に計算機の容量あるいは計算コストの理由により、未だ一般的には用いられていない。現状では一次元、二次元、あるいは軸対称モデルを用いた近似的な解析が主に用いられており、その範囲内で三次元的な効果を取り入れる様々な工夫も行われている。しかしながら、トンネル切羽周辺に代表されるような三次元的効果の大きい地盤挙動の解析を精度よく行うためには、やはり三次元解析を適用する必要がある。

外力を受けた時の地盤の挙動解析には、線形弾性解析を用いるのが最も単純で古典的な方法であり、第2章においてその実用性について検討を行ったが、実際地盤の応力-ひずみ関係は非線形であり、ある応力状態に達すると破壊する状態を考慮するため Duncan and Chang (1970) に代表されるような非線形弾性解析が用いられるようになった。さらに地盤はせん断により体積変化が生じることや、異方性を有すること、主応力の回転によるひずみ増加、正規圧密土は荷重が作用した瞬間から塑性ひずみが生じること、等の影響を取り入れた解析として弾塑性解析があり、またさらにひずみ速度の相違により破壊強度が異なることを考慮したより現実に近い解析として弾粘塑性解析がある。

有限要素法は地盤の挙動を予測する汎用的なシステムとして盛んに用いられているが、連続体力学にその基本を置いているため大きな弱点として支持力や斜面安定等の極限解析には適しないことが、従来あげられており、これに代わる手法として円弧すべり法、川井モデル(1980)など、有限要素法以外の手法が用いら

れていた。しかし最近、小林(1984)、飯塚・良峰・太田・畠(1987)は、計算手法の工夫(仮想粘性法)によって通常の有限要素法でも極限状態まで精度よく追跡することが可能であることを示した。

以上、有限要素法による地盤解析法を持つ選択肢について述べたが、第3章では現状において最も条件設定が少ない解析、すなわち以下の項目、

- a. 有効応力解析
- b. 透水を考慮
- c. 三次元解析
- d. 弾粘塑性構成式 (Sekiguchi and Ohta (1977) によるモデル)
- e. 仮想粘性法

を考慮した有限要素法による解析を実施して、実測値との比較を行い定性的、定量的にどの程度まで予測しうるのかを明らかにすることを目的とする。

具体的には有効応力解析及び土の構成モデルに関する過去の研究を概観し、本章の研究を実施するために開発した仮想粘性法を考慮した三次元弾粘塑性変形浸透流連成FEM解析 (LIMDAC-3D) に関する解析内容を概説したのち、第2章で取り上げた事例のうち代表的な4例をここで再び取り上げ、実際に解析を行う。ただし、工学的な判断から盛土及び山留め壁の挙動解析には二次元の透水を考慮した弾粘塑性有効応力解析(上記項目a、b、d、eを考慮)を行い、シールドについては三次元効果が大きく影響すると考えられるため、三次元の透水を考慮した弾性有効応力解析(上記項目a、b、cを考慮)を実施する。それぞれの例について実測値と計算値との比較を行って考察を述べ、現状において最も高度な解析手法によってどの程度まで地盤挙動の予測が可能であることを明らかにする。

業務レベルと
解析目的

解析
理念

解析手法の分類

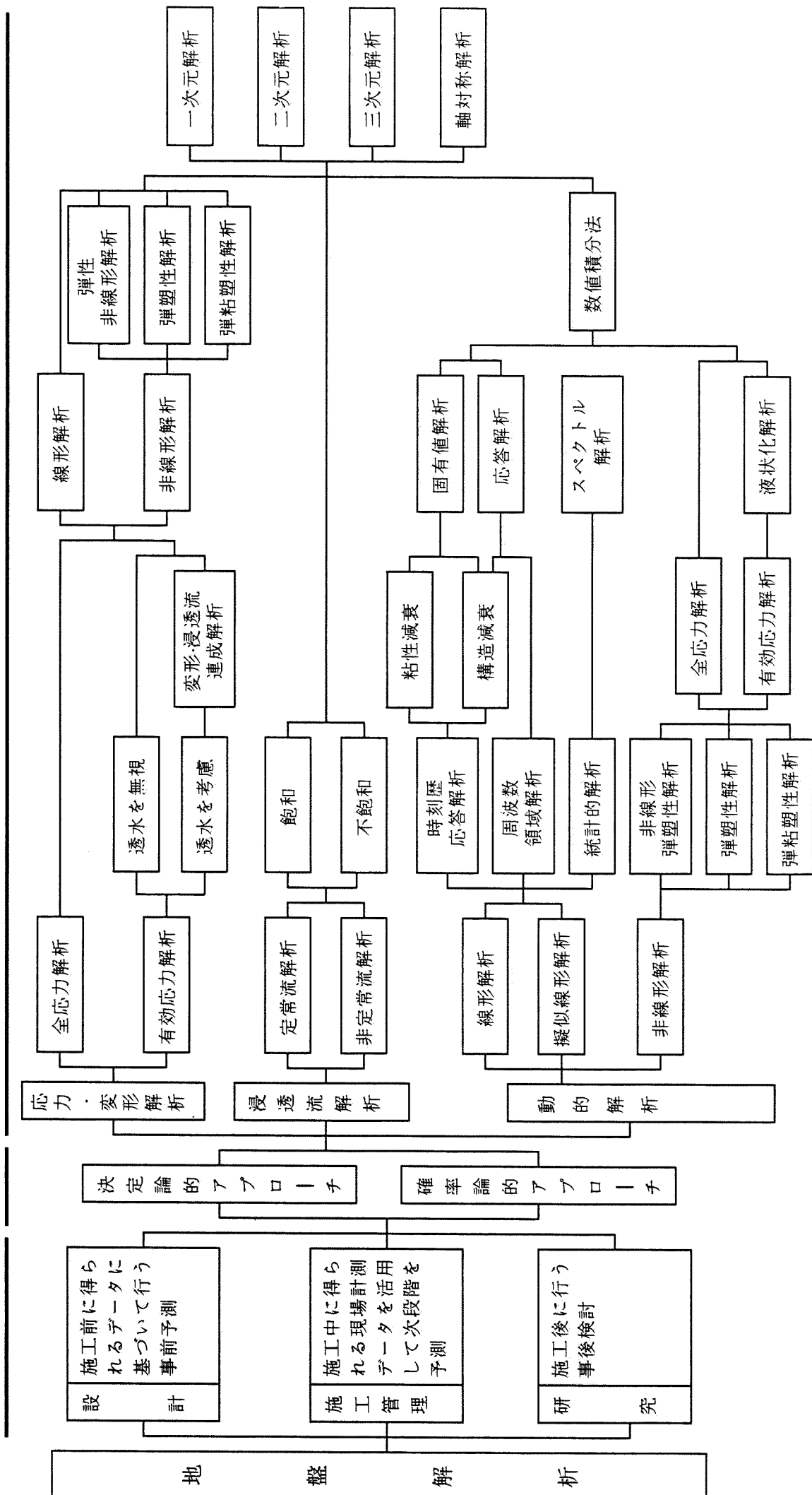


図-3.1.1 地盤解析法の分類

3-2 有効応力概念に基づくFEM解析に関する従来の研究

地盤における有効応力の概念を明らかにしたのは、Terzaghi (1924) であり、一次元的な圧密現象に対する方程式 (一次元圧密方程式) を誘導した。しかし、Terzaghi の式は、有効応力とひずみの関係が線形であること、排水やひずみが一次元的に生じることなど多くの制約条件が含まれていた。

これに対し、Biot (1941) は飽和土を二相系 (固相と液相) としてとらえ、土粒子骨格 (固相) と間隙水 (液相) との連成作用をより一般性をもたせて理論的に整然と展開し土粒子骨格の変位と間隙水圧とを未知数とする連立偏微分方程式を導いた。これが今日における有効応力概念に基づく弾塑性変形浸透流連成解析の基礎式となるBiotの三次元圧密方程式である。

コンピュータの出現以前においては、Biotの方程式を複雑な解析領域あるいは任意の境界条件を有する地盤に対して解くことは不可能であったが、1960年代に入り、コンピュータの発達と、数値解析法とりわけ有限要素法の出現によって複雑な連立方程式が短時間で解けるようになるとBiotの方程式の解を数値解析によって求めることが行われるようになった。

Christian (1968)、Christian and Boehmer (1970)、Sandhu and Wilson (1969) は、Biotの方程式のFEM定式化を行い、FEMによる圧密現象の数値解析を初めて行った。ただしFEM定式化の上で両者の手法はやや異なり、Christianは要素中心で間隙水圧を考えているのに対し、Sandhuは間隙水圧を節点で与え、要素内の間隙水圧と節点における間隙水圧との間に内挿関数を仮定している。たとえば荒井(1983)はChristianによる方法は時間ステップ幅、間隙水圧分布の面での安定性に優れているが、Sandhuによる方法は変位近似の精度の面で優れていると両者の長所・短所を指摘しており、両手法の優劣は現在でもつけがたい。

我が国においてはYokoo, Yamagata and Nagaoka (1971) の研究を皮切りに、Shoji and Matsumoto (1976) は初めて実盛土での測定値との比較を行い、FEMによる圧密解析手法の有用性を確認した。非線形の構成モデルを用いた連成解析としてOhta, Yoshitani and Hata (1975) はOhtaによるモデル(1971)を用いた解析を、また赤井、田村(1976)は弾塑性構成式 (Cam-Clay モデル) を用いた圧密

解析プログラムを開発した。Matsui and Abe (1981)、小林 (1982) も構成モデルが異なるが、同様の解析手法を提案している。

以上の研究はすべて圧密解析、特に盛土基礎地盤の圧密現象の解析を対象としていたが、それ以外の例として早川・本多・松井・太田 (1984) は、山留め挙動の予測を二次元弾粘塑性解析 (関口・太田の弾粘塑性構成モデル) によって実施して、計測値との比較を行いよい一致を見ている。都市部におけるシールドトンネルや NATM トンネルの施工にあたっては特に地表面沈下が問題となり、Clough, Sweeney and Finne (1983) はサンフランシスコの下水工事に土圧バランスシールド工法で施工した結果生じる周辺地盤の変形を連成解析を用いて解析し良い結果を得ている。また、西脇・山崎 (1986) は固結シルト内に NATM トンネルを掘進した際に内空変位より地表面沈下の方が大であるという計測結果に基づいて連成解析を適用し定性的説明が可能であることを述べている。Ohta, Kitamura, Itoh and Katsumata (1985) もシールド掘削時の挙動予測をシールド切羽の進行を考慮した二次元弾塑性解析によって行い、実用性が大であることを確かめた。

さらに最近、庄子・松本・太田・飯塚 (1987)、Shoji, Matsumoto, Morikawa, Ohta and Iizuka (1988) は、初期応力状態から極限応力状態まで高精度の解析ができるよう全応力解析を対象としている小林 (1984)、飯塚・良峰・太田・畠 (1987) と同様の手法 (仮想粘性法) を連成解析に適用することにより極限状態でも精度よく行えることを示した。

以上述べた応力浸透流連成解析に関する研究の歴史的流れと代表的研究を取りまとめて表-3.2.1に示した。

これらの歴史的流れからもわかる通り、三次元の変形-浸透流連成解析はまだ一般的には行われておらず、また仮想粘性法を考慮した有限要素解析も最近手をつけられた研究であり、本章で実施する予測解析は最新でしかも現状で考えられる最も解析レベルの高いものであるといえる。

表-3.2.1 応力・浸透流連成解析の歴史的流れ

研究の流れ			研究者	年代	摘要
解析法	応力・変形特性	解析対象			
理論解			Terzaghi	1924	一次元圧密方程式
			Biot	1941	三次元圧密方程式
			Christian	1968 1970	
		盛土	Sandhu, et al.	1969	Biot の 方 程 式 の FEM 定 式 化 と 数 値 解 析
			Yokoo他	1971	
			Shoji・Matsumoto	1976	実盛土との比較
	線形モデル		Ohta他	1975	弾 塑 性 モ デ ル (Cam-Clay)
			赤井・田村	1976	〃
			Ohta他	1980	地表面補強による 盛土沈下抑制効果 の検討
			Matsui・Abe	1981	弾 塑 性 モ デ ル (Cam-Clay)
			小林	1982	〃
			Clough	1983	土圧バランスシー ルドに適用
			早川・太田他	1984	土留め解析に適用
			太田他	1985	シールド掘削時の 挙動予測に適用
			西脇他	1986	都市 NATM 掘削時 の挙動予測に適用
		掘削問題	庄子他	1987	仮想粘性法を極限 解析へ適用
FEM による数値解析	非線形〔弾塑性・弾粘塑性〕モデル				

3-3 土の構成モデル

3-3-1 土の構成モデルの概要

力学の基本法則より求まる連続体に対する場の方程式に加えて、物質の相違を記述するためにさらに必要な場の方程式が構成式である。構成式を誘導する際に違反してはならない幾つかの制約条件がある。足立・岡(1983)は、次のような制約条件を示している。

- a. 構成式は質量保存、運動量の保存など力学の基本法則に矛盾するものであってはならない
- b. 構成式は用いる座標系によって変化するものであってはならない
- c. 構成式を適用して初期値、境界値問題を解いた時唯一の解が存在しなければならない
- d. 構成式は客観性を有するものでなくてはならない

等であるが、現存する全ての構成式がこれらの原則を常に満足するものではないが、構成式を論ずる時には忘れてはならないこととしている。現在、しばしば用いられている構成モデルとして以下の4つのモデルが挙げられる。

- a. 線形弾性モデル
- b. 非線形弾性モデル
- c. 弾塑性モデル
- d. 弾粘塑性モデル

パラメータの数が少ないという理由で土を弾性体として扱うことは多く、固体に対して最も基本的なモデル化といえる弾性体は応力と変形が1対1に対応し外力の作用と共に瞬時(時間的遅れなし)に変形して、外力を除去すると瞬時に完全に元の状態に戻る。このモデルの地盤工学への適用性については第2章で既に実施した。

現実の土質材料の応力-ひずみ関係が曲線であり、ある応力状態に達すると破壊することを考慮したものが非線形弾性モデルである。代表的な非線形弾性モデルにDuncan and Chang(1970)による双曲線モデルや林(1967)によるモデルがある。これらのモデルは比較的簡明であるため著者の所属する建設会社においても

土質あるいは岩盤の安定解析の実務にしばしば用いられている[例えば、庄子・岡林・谷本・佐々木(1974)、松本(1977)]。以上の線形弾性モデル及び非線形弾性モデルでは土固有の次の特性を表現することができない。

- a. せん断による体積変化(ダイレイタンスー)
- b. 載荷、除荷に伴う残留塑性変形
- c. ひずみテンソルと応力テンソルの主軸方向は一致しない。

一方、土質材料は一般にダイレイタンスー特性を有し、また外力を除去しても元の状態に戻らず変形が残留する塑性的特性を示すことが、これまでの実験的研究から明らかにされている。この土の性質を表現しうるモデルが弾塑性モデルである。さらに土質材料の応答は、程度の差はあっても時間あるいはひずみ速度に依存した粘性流体的な性質も有している。このために考案されたのが弾粘塑性モデルである。

したがって、土質材料に対する構成モデルとして弾塑性モデルもしくは弾粘塑性モデルを用いるのが、精度の高い予測につながるといえる。

弾塑性理論は金属の分野を中心にして発展してきており、Mises(1928)、Prager(1949)などが代表的な研究としてあげられる。土への適用は約25年前に試みられてからその研究は年ごとに盛んになり、最近では多種多様な構成モデルが提案されている。

弾塑性モデルによる土の構成式の研究はDrucker(1957)らの報告に始まる。その後、Roscoe, Schofield and Thurairajah(1963)は自らの実験的研究やHenkel(1960)の実験的研究成果を基礎として状態境界曲面や、限界状態の概念を確立し関連流れ則に基づく弾塑性モデルすなわちCam-Clayモデルを完成させた。このモデルは粘土のせん断・圧密現象を統一的に説明しうる画期的なものであり、その後の弾塑性モデルの基本となった。

Ohta(1971)は、Roscoeらとは異なった考え方、すなわち柴田(1963)が示した粘土のダイレイタンスー方程式に基づいてCam-Clayモデルと等価な弾塑性モデルを誘導した。さらにSekiguchi and Ohta(1977)は、粘性土の塑性変形の異方性及び主応力の回転に伴うひずみの増加を考慮したモデルを導いた。

また、土のもつ粘塑性挙動を記述する構成モデルも提案されている。Perzyna (1963) の超過応力の概念に基づく弾粘塑性理論を適用した Adachi and Okano (1974) のモデル及び、流動曲面理論に基づく Sekiguchi and Ohta (1977) によるモデルが代表的な土の弾粘塑性モデルである。

一方、Poore and Shroobal, Holubec and Sherbourne (1966) は、砂に対する関連流れ則の適用性を否定し、非関連流れ則に基づく砂の弾塑性モデルを提案した。この考え方は現在砂に関してほぼ定説化しており、以後の砂のモデルの多くがこの考え方を採用している。砂に関する構成モデルに関する研究は、静的な応力・変形問題への適用より、むしろ液状化現象等に代表される動的問題を対象としており、石原を中心に精力的に進められている[例えば Ishihara and Yamada (1982)]。ただし、本研究では、粘性土の静的問題が関心の中心であるので詳述はさけることにする。

以上、土の構成モデルの歴史を概観してきたが、表-3.3.1 にその要約を示す。現状ではいまだ土の挙動を統一的に表現できるモデルはなく、どのモデルが一番よいかと言う判定は不可能である。

本研究では粘土の粘塑性挙動まで記述している弾粘塑性モデルの1つである関口・太田によるモデルを適用することとする。

3-3-2 関口・太田によるモデルの概念

Sekiguchi and Ohta (1977) によるモデルは Murayama and Shibata (1958)、柴田 (1963)、Ohta (1971)、Sekiguchi and Toriihara (1976) の研究を集大成したものである。すなわち、粘土の体積ひずみに着目すると、体積ひずみ ϵ_v は、次式のように、等方圧縮による圧密成分 ϵ_{vc} 、せん断による体積変化成分(ダイレイタンス成分) ϵ_{vd} と粘性効果を考慮した二次圧密項 ϵ_{vs} から成り立つ。

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_{vc} + \dot{\epsilon}_{vd} + \dot{\epsilon}_{vs} \quad (3.3.1)$$

このうち ϵ_{vc} は等方圧密試験から得られる間隙比(e)と平均有効主応力(p')の関係(図-3.3.1)から求めることができる。図中 λ は圧縮指数であり κ は膨潤指数を意味している。 ϵ_{vd} は柴田 (1963) の実験的研究の成果から塑性領域において応力比(せん断応力/平均有効応力)と直線関係にあることが示されている(図-3.3.2)。

表-3.3.1 土の弾塑性及び弾粘塑性構成式の歴史的流れ

年代	研究者	摘要
1957	Drucker	加工硬化塑性理論の土への適用
1963	Roscoe 他	弾塑性モデル (Cam-Clayモデル) の提案
	柴田	弾塑性モデル (ダイレイタンシーに着目) の提案
1966	Poorooshasb 他	砂の弾塑性モデル (非関連流れ則) の提案
1971	Ohta	柴田のダイレイタンシー式とDruckerの塑性体理論を用いてCam-Clayモデルと等価なモデルを誘導
1974	Adachi・Okano	Perzynaの超過応力の概念に基づく弾粘塑性モデルの提案
1977	Sekiguchi・Ohta	強度異方性及び主応力の回転に伴うひずみの増加を考慮した弾塑性モデルの提案 流動曲面理論に基づく弾粘塑性モデルの提案

Ohta (1971) はさらにこの関係を異方圧密粘土にも適用できるように拡張した。
 Sekiguchi and Toriihara (1976) は Murayama and Shibata (1961) による粘土の
 レオロジーに関する研究を基に土質材料の体積ひずみは ε_{vc} 、 ε_{vd} に加え二次圧密
 項を加えたものであるとしている。

図-3.3.3 は著者が Sekiguchi(1984) の示した図を参考にして書き変えた模式図
 で、体積ひずみの粘性効果を表す二次圧密項 ε_{vs} について示したものである。粘性
 を考慮しない弾塑性モデルでは載荷 (図-3.3.3 中の点 A) 後、即時に体積ひずみが
 発生して点 D へ移動し、以降は体積ひずみ $\varepsilon_v = \varepsilon_{vc} + \varepsilon_{vd}$ を維持する (点 E) のに対
 して、粘性を考慮した弾粘塑性モデルでは体積ひずみが A→B→C と時間的遅れ
 を伴って発生することになる。従って弾・粘塑性モデルの場合、体積ひずみ速度
 $\dot{\varepsilon}_v$ が初期体積ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{v0}$ に等しくなる時刻 (点 B の時刻) において弾塑性モデル
 の場合の ε_v に等しくなるが、その時刻以前では小さい体積ひずみを、以降では大
 きい体積ひずみを生じる。この双方のモデルにおける体積ひずみの時間的変動差
 分が、二次圧密項 ε_{vs} である。

Sekiguchi and Ohta (1977) は (3.3.1) 式をひずみ硬化パラメータとする降伏
 曲面 (流動曲面) を定義し、これに関連流れ則を適用して弾粘塑性応力・ひずみ関
 係を求めている。(3.3.1) 式からわかるように、粘性効果を考慮しているので、
 最終的に得られる構成関係式は次の (3.3.2) 式のように時間ステップ Δt 間におけ
 る応力増分とひずみ増分の形で与えられることになる [太田・飯塚(1983)]。

$$\Delta \sigma_{ij}' = C_{ijop}^{evp} \Delta \varepsilon_{op} - \Delta t \cdot \dot{\sigma}_{ij}^r \quad (3.3.2)$$

$$C_{ijop}^{evp} = C_{ijop}^e - C_{ijkl}^e \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma'_{kl}} \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{mn}} C_{mnop}^e}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma'_{mn}} C_{mnqr}^e + \delta_{qr} \right) \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{qr}}} \quad (3.3.3)$$

$$\dot{\sigma}_{ij}^r = C_{ijkl}^e \frac{\frac{\partial F}{\partial t} \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{kl}}}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma'_{mn}} C_{mnqr}^e + \delta_{qr} \right) \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{qr}}} \quad (3.3.4)$$

$$F = \alpha l_n \left\{ 1 + \frac{\dot{\epsilon}_{vo} t}{\alpha} \exp\left(\frac{f}{\alpha}\right) \right\} - \epsilon_v^{vp} \quad (3.3.5)$$

$$f = MD \ln \frac{p'}{p_0} + D\eta^* \quad (3.3.6)$$

であり、

t : 時間

p' : 平均有効主応力

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p_0} \right) \left(\frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p_0} \right)} \quad (3.3.7)$$

$$s_{ij} = \sigma'_{ij} - p' \delta_{ij} \quad (3.3.8)$$

$\dot{\sigma}_{ij}^r$: 緩和応力速度

ϵ_v^{vp} : 粘塑性体積ひずみ (硬化パラメータ)

$\dot{\epsilon}_{vo}$: 初期体積ひずみ速度

C_{ijkl}^e : 弾性の応力-ひずみ関係マトリックス

M : クリティカルステートパラメータ

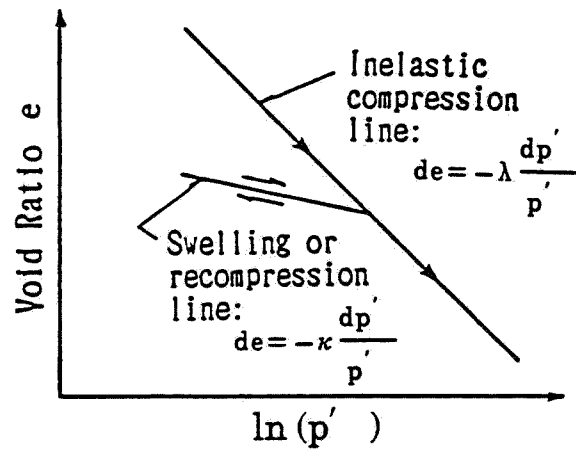
D : ダイレイタンシー係数 (図-3.3.2)

α : 二次圧縮係数

δ_{ij} : クロネッカーのデルタ

を意味している。なお、添字 0 は先行圧密時の応力状態を示しており e_0 は p_0 に対応する間隙比である。

式 (3.3.2) 右辺第2項は、緩和応力項と名付けられており、土要素の粘性による効果を表す項である。もしもこの右辺第2項を考慮に入れず、かつ等方圧密粘土の軸対称条件下では Roscoe, Schofield and Thurairajah (1963) が提案したオリジナル Cam-Clay モデルとモデル構築に至る仮定は異なるが形のうえで一致する。

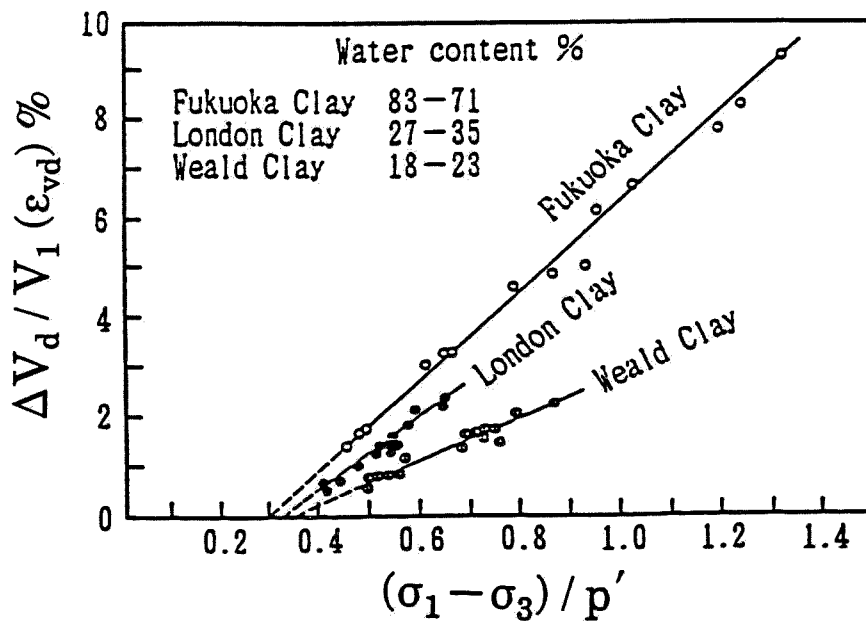


$$\varepsilon_{vc} = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p_0}$$

ここに、 e_0 : 先行圧密時の間隙比

図-3.3.1 等方圧密試験結果と λ 、 κ

[Sekiguchi (1984) より引用]



ここに、 ΔV_d : ダイレイタンスーによる体積変化

V_1 : 平均有効応力一定せん断試験開始時の体積

図-3.3.2 ダイレイタンスーと応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3) / p'$ 関係

[柴田 (1963) の実験より引用]

3-4 透水を考慮した三次元弾粘塑性FEM解析プログラム (LIMDAC-3D)の開発

3-4-1 プログラムの概要

解析に用いる基礎方程式はBiot (1941) によって導かれたもので、土粒子骨格(固相)と間隙水(液相)からなる二相系、飽和土の運動方程式と連続方程式とから成り立っている。本研究では静的な問題に対象を限っているので運動方程式は力のつり合い式に帰結する。すなわち、固相および液相それぞれについて力のつり合い式を立て、連続式を考慮することによって、固相の変位および液相の間隙水圧を未知数とする連立偏微分方程式が導かれている。

Biotの方程式のFEM定式化についての研究は、3-2でも述べたがChristian (1968)、Sandhu and Wilson (1969)、Yokoo, Yamagata and Nagaoka (1971)、Shoji and Matsumoto (1976)、Matsumoto (1976)等が行っており、Biotの基礎方程式と等価な汎関数を規定し、それに変分原理を適用し、要素内における応力と間隙水圧の適合性について考察を加えている。特に後者については、要素中心で要素内一定の間隙水圧を与えるChristianの方法 (Christian、Shoji 他)と節点で間隙水圧を与え、要素内の間隙水圧と節点における間隙水圧との間に内挿関数を仮定するSandhuの方法(Sandhu他、Yokoo 他、Matsumoto)がある。これらの優劣について、荒井・渡辺・田行 (1983)はChristianの方法は時間積分及び間隙水圧分布の点で安定性が優れており、Sandhuによる方法は変位近似の精度の面で優れているとしている。

本章では、Iizuka and Ohta (1987)が開発した二次元弾塑性変形・浸透流連成FEM解析プログラム(DACSAR)を三次元に拡張し、さらに極限状態においても精度が劣化しないよう仮想粘性を取り入れた三次元解析プログラム - LIMDAC-3D [庄子・松本・太田・飯塚 (1987)、Shoji, Matsumoto, Morikawa, Ohta and Iizuka (1988)]を挙動解析に用いる。

使用要素は8節点の立方体要素であり、変位は節点で、また間隙水圧は要素中心で規定される (Christianに類似な赤井・田村 (1978)による方法)。LIMDAC-3Dは要素内応力が限界状態に到達するまではDACSARと全く同じで、それを三次元

に拡張したものである。次の 3-4-2 では限界状態に到達した後の扱いについてのみ述べる。

3-4-2 仮想粘性法の導入

支持力理論や円弧すべり法などの安定計算に対応した極限状態の荷重に対して有限要素法を適用する場合、通常、非線形有限要素解析などで用いられる増分法では一般に計算が不可能となる。これは、破壊状態に達した土要素がその応力・ひずみ関係において解の一意性を満足しなくなるためであるが、このことが、有限要素法そのものが安定解析のような極限状態における解析に適していないとよく言われる理由となっている。近年では、地盤の崩壊状態におこる不連続面の形成とすべりの問題を表現するために初めから不連続なモデル化を行う剛体バネ法[川井(1960)]や、剛塑性論における上界・下界定理と有限要素法を組み合わせた極限解析法[例えば Tamura, Kobayashi and Sumi (1984)]が提案され、地盤の極限状態の解析に対し大きな成果を上げている。しかし、これらの方法は、土の構成式の選択の範囲が非常に制限されるか、もしくは変形が全く考慮できない解析法となっている。

これに対し Zienkiewicz and Corneau (1974) は、仮想的な粘塑性解析手法を用いることによって有限要素法でもかなりの精度で極限状態の解析を行うことが可能であることを示した。

この方法は破壊域に達した土の弾・完全塑性挙動を表すために従来からの弾粘塑性解析手順を応用し、その定常状態に達した時点での解を連ねることによって弾塑性解析の解とするものであり、数値計算上非常に安定性が高く破壊基準に忠実な計算が行えるものである。その後、小林(1984)はこの手法を援用して、斜面や盛土の安定問題に適用し、円弧すべり法による解と比較することにより、有限要素法でも安定解析が行えることを示した。また、飯塚・良峰・太田・畠(1987)は小林にならってこの手法を強度異方性をもつ土に適用し、地盤の弾・完全塑性挙動を解析した。

以上の研究例は全応力解析のみへの適用にとどまり、土の物性も破壊基準に達するまでは線形弾性体であるとの仮定に基づいたものであった。したがって、本

章では仮想的な粘性計算手法を弾塑性変形・浸透流連成解析に適用し、荷重の漸増と圧密に伴う地盤の弾塑性的な変形・応力の挙動と破壊域の進展状況から地盤の極限状態に至るまでのすべてを有効応力に基づいて解析する方法を開発し[庄子・松本・太田・飯塚(1987)、Shoji, Matsumoto, Morikawa, Ohta and Iizuka (1988)]、実際問題へ適用する。

仮想粘性法の計算手順は非線形解析にしばしば用いられる初期応力法(initial stress method)と同様に、過剰な応力(本解析法ならば仮想的な粘塑性ひずみに相当する応力)を未破壊域の地盤に再配分させる方法をとる。仮想粘性法は仮想的な時間増分の取り方を工夫し、時間積分の方法に収束性の良いものを用いることによって、より安定性の高い計算が行えるものである。

本解析法は、弾塑性変形・浸透流連成解析(以下、弾塑性連成解析と称す)に対しては通常の増分法を用い、いったん限界状態に達した要素は、関口・太田によるモデルの降伏曲面とは別に、限界状態を規定する曲面を仮想的な粘性計算のための降伏関数とみなして収束計算が行われる。しかし、粘性計算時に用いられる時間増分は、実際の時間の進行とは無関係な仮想時間であり、仮想時間が経過している間は実際の時間(実時間)の経過を一時停止させることになる。

仮想粘性法を用いた解析による応力経路と応力・ひずみ関係の変化を模式的に表したのが図-3.4.1である。異方正規圧密された土の初期応力状態を図-3.4.1 (a)中のA点とする。載荷にしたがって応力は徐々に変化し、ついには限界状態上のB点にまで達する。これに対応して、応力・ひずみ関係は図-3.4.1 (b)中のA'点からB'点に移動することになる。さらに載荷するとせん断強度であるB'点を応力が飛び越えてしまい(B'点→C'点)、実際には起こりえない応力状態になる場合がある。この状態の有限要素に仮想粘性法を適用する。仮想的な粘性計算の繰り返しによってこの要素の応力緩和を図り、定常状態に達した時点(D'点)をもって弾塑性連成解析の解とするのである。図-3.4.1 (b)中A'-B'-C'が実時間の経過に伴って進行する応力-ひずみ曲線であり、粘性計算中のC'-D'間は実時間の進行のない仮想時間に対応する仮想的な応力-ひずみ曲線である。

降伏関数は図-3.4.2において $F=0$ で定義される関口・太田によるモデル[(3.3.5)式]で規定されるが、仮想時間中には降伏関数として限界状態 $f=0$ 、塑性

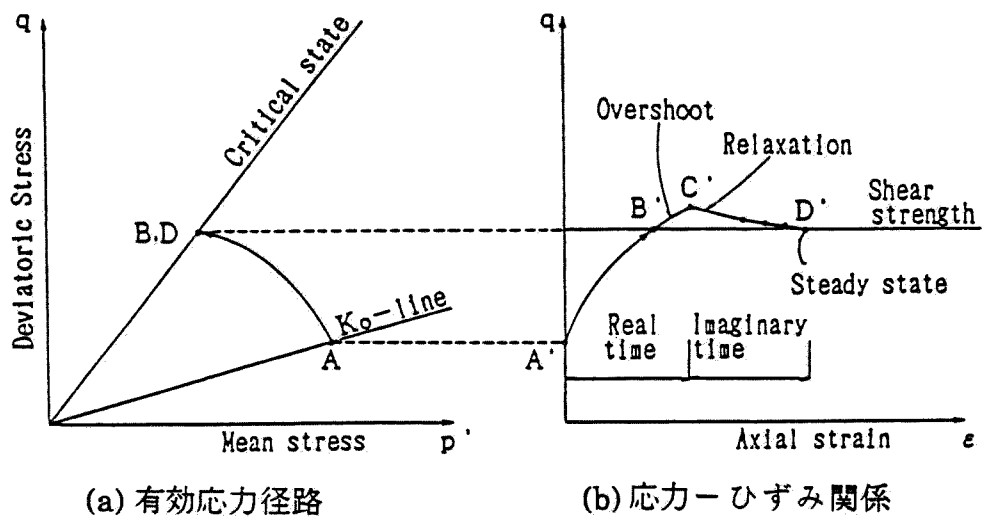


図-3.4.1 仮想粘性法による応力径路と応力・ひずみ関係

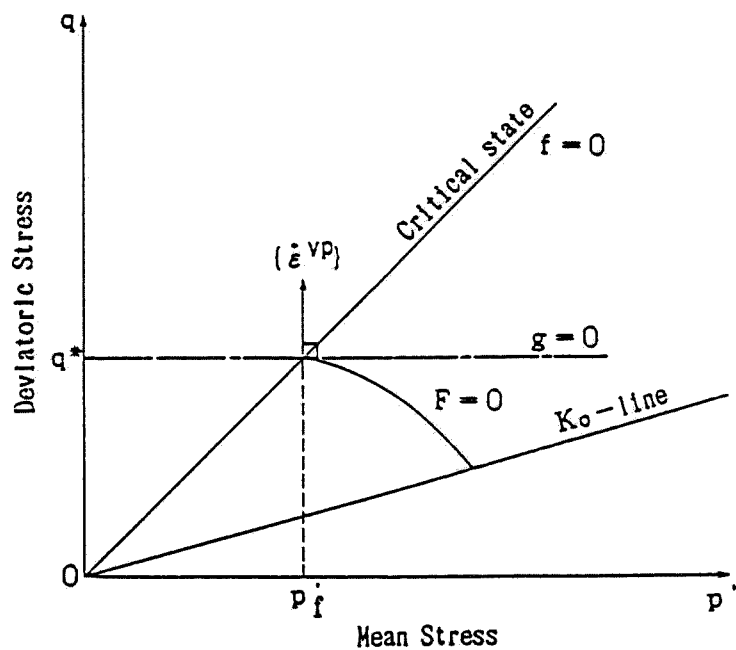
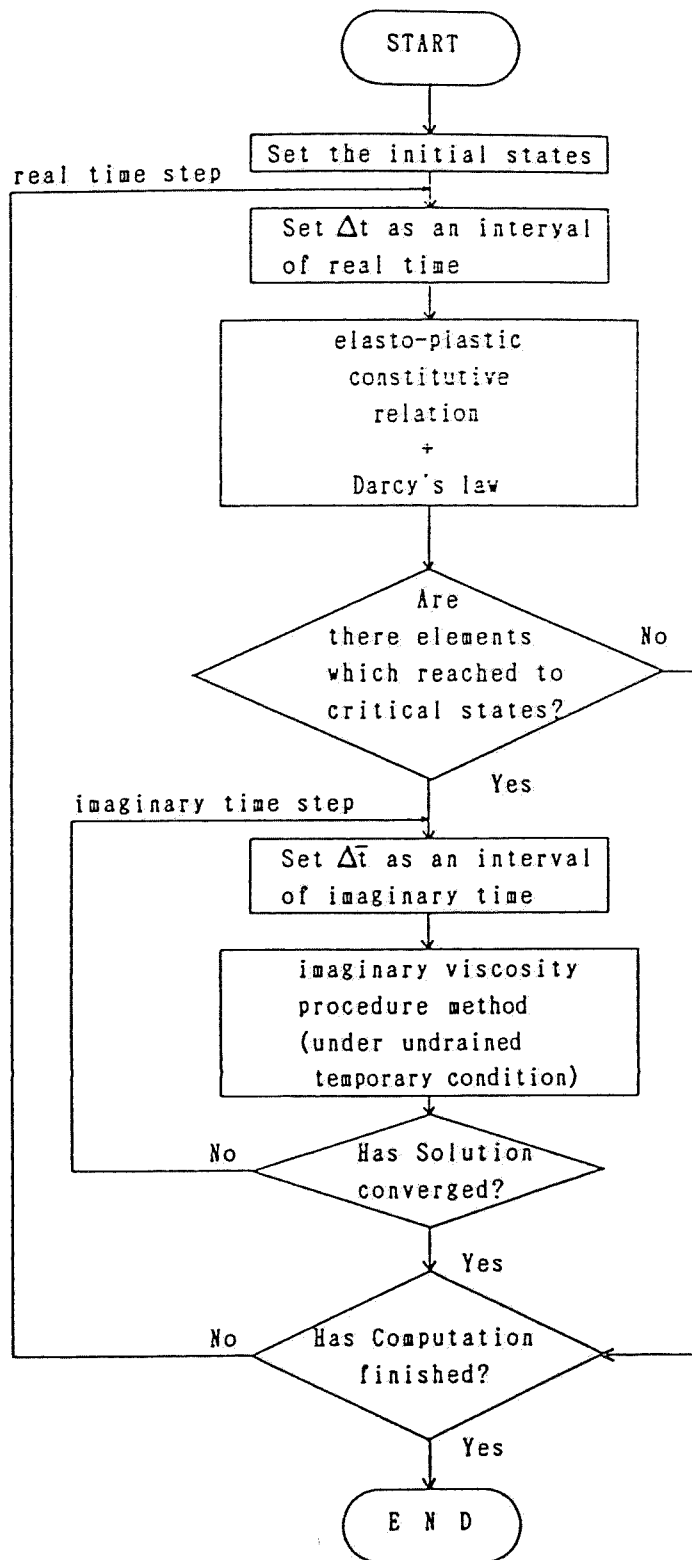


図-3.4.2 仮想粘性法に用いる関数 f と g の関係



図－3.4.3 仮想粘性法を用いた弾塑性連成解析の概略フロー

ポテンシャルとして $g=0$ を用いて仮想粘性計算を実施すべきであるが、非関連流れ則を用いることになり計算アルゴリズムがいたずらに複雑化されることになる。これを避けるために、個々の有限要素ごとに破壊時の平均有効主応力 P_f' とクリティカルステートの交点における等価偏差応力 q^* に対応する g を降伏関数と塑性ポテンシャルとし関連流れ則を適用する(図-3.4.2 参照)。図-3.4.3 は LIMDAC-3D の計算フローを示している。

3-4-3 入力パラメータとその決定法

LIMDAC-3D に必要な入力土質パラメータは DACSAR と同一であり、入力パラメータとそれを得るに必要な土質試験の一覧表が Iizuka and Ohta (1987) によって整理されている(表-3.4.1 参照)。この表に記載されている土質試験のうち、三軸CU試験 (triaxial CU test)、標準圧密試験 (oedometer test) 及び物理試験としての密度試験 (unit weight test) を除いて、他の土質試験を実施するには、かなり高度な器具と経験、ならびに長期の時間を要するので発注者側からその実施を指定されることは少なく、土質試験結果が用意されていないことが多い。Iizuka and Ohta は、この欠点を補うため、過去の実験的研究を集大成して、物理試験から得られる塑性指数 (PI) と土の密度及び標準圧密試験結果から系統的に全パラメータを決定する方法(図-3.4.4)を提案し、実務者に非常な便宜を与えている。

3-4-4 解析プログラムの検証

解析プログラム LIMDAC-3D の検証を行うために、i) 剛体基礎の支持と Prandtl の解との比較と ii) 三次元弾性地盤を対象とした Gibson and McNamee (1959) の平均圧密度に対する厳密解との比較について計算を実施した。

3-4-4-1 剛体基礎の支持力問題

一様な水平粘性土地盤上に作用する底面が滑らかな剛体基礎のパンチングを対象とする。初期応力は全領域一様の等方正規圧密状態を想定し非排水平面ひずみ条件下の支持力について解析を行った。

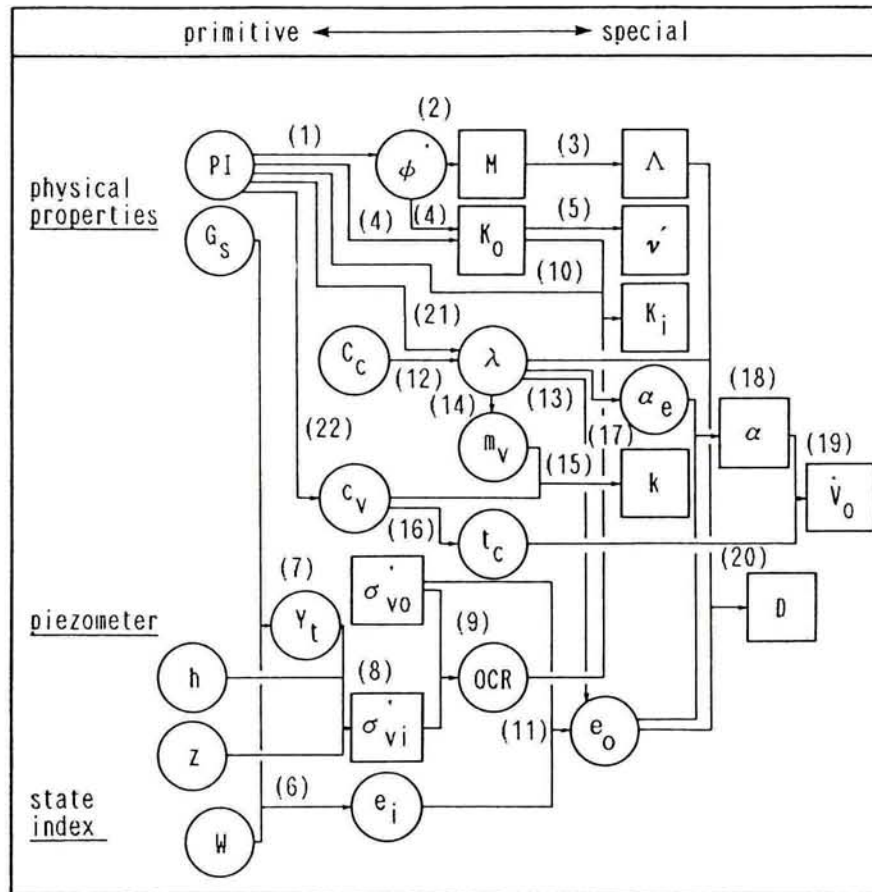
表-3.4.1 LIMDAC-3Dに必要な入力土質パラメータ
[Iizuka and Ohta (1987) より引用]

	解析用パラメータ	土質試験	備考
材料特性	Λ 不可逆比	三軸圧密試験	$\Lambda = 1 - \kappa / \lambda$ ¹⁾
	M 限界状態パラメータ	三軸圧密非排水試験(CU)	$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$
	D ダイレイタンシー係数	P' 一定三軸圧密排水試験	$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 + e_0)}$
	ν' 有効ポアソン比	三軸圧密非排水試験(CU)	G ²⁾
	α 二次圧縮係数	三軸圧密試験	$\alpha = dv / d(\ln t)$
	\dot{v}_o 初期体積ひずみ速度	三軸圧密試験	$\dot{v}_o = \alpha / t_c$ ³⁾
先行圧密時 応力	σ_{vo}' 先行圧密降伏鉛直応力	標準圧密試験	
	K_o 静止土圧係数	三軸 K_o 圧密試験	
初期 応力	σ_{vi}' 現位置有効上載圧	単位体積重量試験	$\sigma_{vi}' = \gamma' z$ ⁴⁾
	K_i 現位置静止土圧係数	三軸 K_o 膨潤試験	
	k 透水係数	透水試験	$k = \gamma_w m_v c_v$

応力パラメータ $\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}(\eta_{ij} - \eta_{ijo})(\eta_{ij} - \eta_{ijo})}$, $\eta_{ij} = s_{ij} / p'$, $s_{ij} = \sigma'_{ij} - p \delta_{ij}$, $p' = \sigma'_{ii} / 3$ ⁵⁾

- 1) $\lambda = 0.434 C_c$, $\kappa = 0.434 C_s$
2) G : 弾性せん断定数
3) t_c : 一次圧密終了時刻

- 4) z : 深度
5) σ'_{ij} : 有効応力テンソル



- | | |
|---|--|
| (1) $\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log PI$ | (12) $\lambda = 0.434 C_c$ |
| (2) $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ | (13) $e_o = 3.78 \lambda + 0.156$ |
| (3) $\Lambda = M / 1.75$ | (14) $m_v = 3 \lambda / [(1 + e_o)(1 + 2K_o) \sigma'_{vo}]$ |
| (4) $K_o = 0.44 + 0.42 \times 10^{-2} PI$ | (15) $k = m_v C_v \gamma_w$ |
| $K_o = 1 - \sin \phi'$ | (16) $t_c = t_{90} = H^2 T_v (U=90\%) / c_v$ |
| (5) $v' = K_o / (1 + K_o)$ | (17) $\alpha_e / \lambda = 0.05 \pm 0.02 (\text{clay})$
$= 0.07 \pm 0.02 (\text{peat})$ |
| (6) $e_i = w G_s$ | (18) $\alpha = \alpha_e / (1 + e_o)$ |
| (7) $\gamma_t = G_s \gamma_w (1 + w) / (1 + G_s w)$ | (19) $\dot{V}_o = \alpha / t_c$ |
| (8) $\sigma'_{vi} = \gamma_t z - p_w$ | (20) $D = \lambda \Lambda / [M(1 + e_o)]$ |
| (9) $OCR = \sigma'_{vo} / \sigma'_{vi}$ | (21) $\lambda = 0.015 + 0.007 PI$ |
| (10) $K_i = K_o (OCR)^{0.54 \exp(-PI/122)}$ | (22) $\log C_v (\text{cm}^2/\text{min}) = -0.025 PI - 0.25 \pm 1$ |
| (11) $e_o = e_i - \lambda (1 - \Lambda) \log(OCR)$ | |

$$\overline{OCR} = \frac{1+2K_o}{1+2K_i} OCR$$

図-3.4.4 入力パラメータの決定フロー

[Iizuka and Ohta (1987) より引用]

図-3.4.5 は荷重と沈下量の関係を示している。実線が仮想粘性法による結果、破線が従来法 (DACSAR) による結果である。両手法による違いは荷重強度が 1.2tf/m^2 から現れ始め、仮想粘性法による結果は荷重強度が 1.94tf/m^2 となったところでほとんど変化しなくなる。一方、従来法によるものは、仮想粘性法よりもかなり高めの荷重が得られ、沈下量の増加にしたがって、さらに荷重が増え続ける傾向を示している。同図中、一点鎖線で示してあるのは、Prandtl の解 (5.14C、C は Ohta, Nishihara and Morita (1985) により与えられている平面ひずみ条件下での非排水せん断強度) である。同図よりわかる通り、仮想粘性法によって得られた最終的な荷重強度 1.94tf/m^2 は Prandtl の解 1.63tf/m^2 よりも 20% 程度大きい。ここで採り上げた解析例のように応力集中が生じるモデルでは、要素分割の違いによって解が変動し、応力勾配が急な付近の要素分割をより細かくするか、もしくは特殊な要素を用いる工夫によって解の精度を向上させることが可能となろう。

図-3.4.6 は荷重強度の増加に伴う破壊域の進展を示している。さらに、(d) 図には従来法による破壊域も同時に示している。同じ荷重時の両手法による破壊域の違いは大きく、仮想粘性法による結果の方が従来法に比べ破壊域の拡がりはかなり大きくなっていることがわかる。同図中には Prandtl のすべり線を参考のため併記してある。従来法では、すべり線を包含するような破壊域は生じていないが、仮想粘性法による結果では Prandtl のすべり線によく追従した破壊域となっている。

図-3.4.7 は剛体基礎端部直下 (要素 C) 及びその周辺 (要素 A、B) の有効応力経路を示している。この図からわかるように、限界状態に達する以前の有効応力経路は仮想粘性法及び従来法とも理論値と一致することがわかるが、到達以後は、特に荷重端部の要素 c では、従来法による応力点の変動が発散する傾向を示している。

3-4-4-2 三次元弾性圧密

Gibson and McNamee (1957) はポアソン比が $\nu=0$ で表面排水の等方等質地盤上に正方形等分布荷重を載荷した場合の三次元圧密に対する厳密解を得ている。

1メートル四方の正方形等分布載荷状態をLIMDAC-3Dで解析した結果と平均圧密度に対する厳密解との比較を図-3.4.8に示す。この図からLIMDAC-3Dの検証が行われたことがわかる。

なお、平均圧密度は次式で表される。

$$U = \frac{\int_0^t \frac{1}{\sqrt{\tau}} \operatorname{erf}\left(\frac{1}{2\sqrt{\tau}}\right) \operatorname{erf}\left(\frac{1}{2\sqrt{\tau}}\right) d\tau}{\int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{\tau}} \operatorname{erf}\left(\frac{1}{2\sqrt{\tau}}\right) \operatorname{erf}\left(\frac{1}{2\sqrt{\tau}}\right) d\tau} \quad (3.4.1)$$

ここで、 U は正方形の一頂点を通る鉛直線上における平均圧密度、 t は時間、 $\operatorname{erf}(x)$ は誤差関数を意味している。

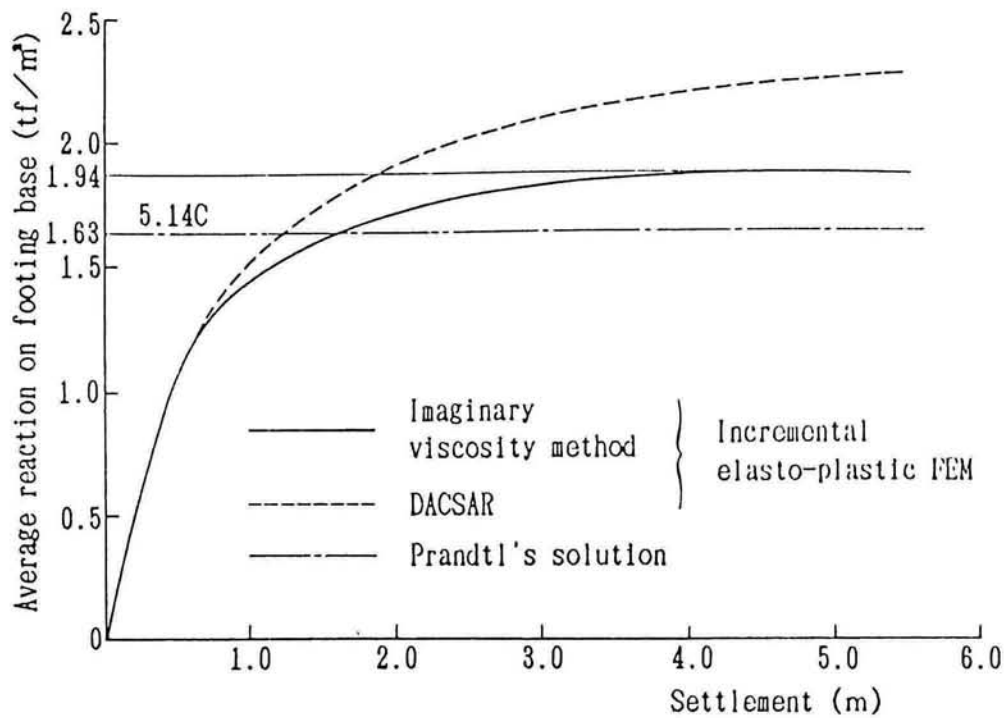
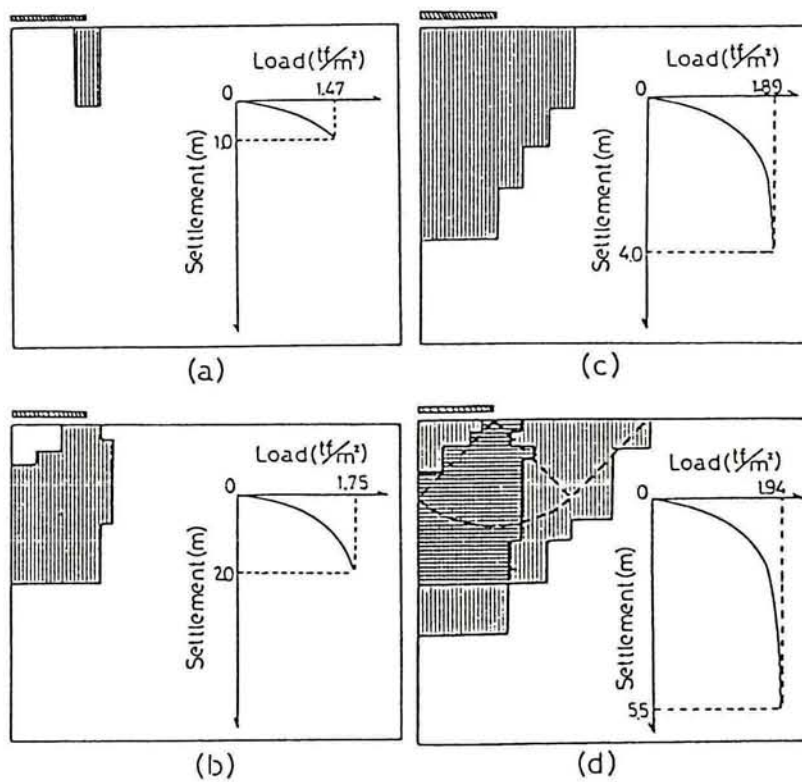


図-3.4.5 荷重強度・沈下曲線

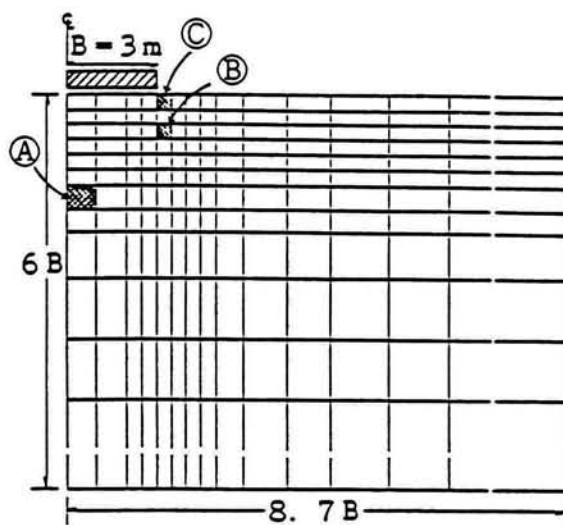
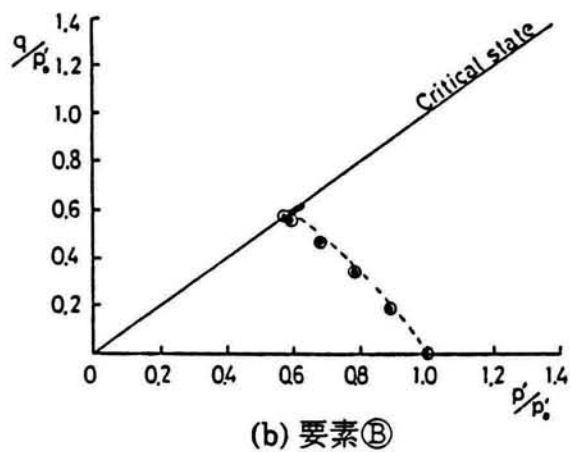
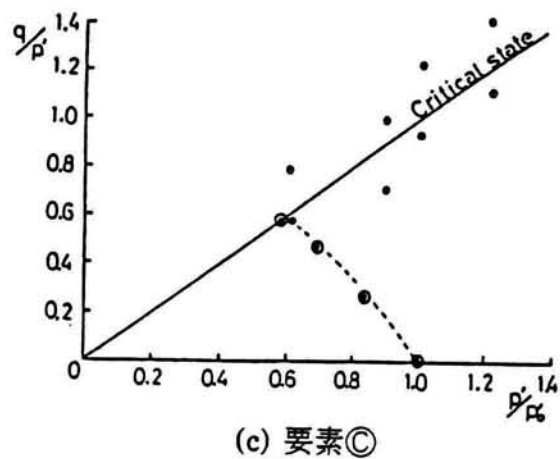
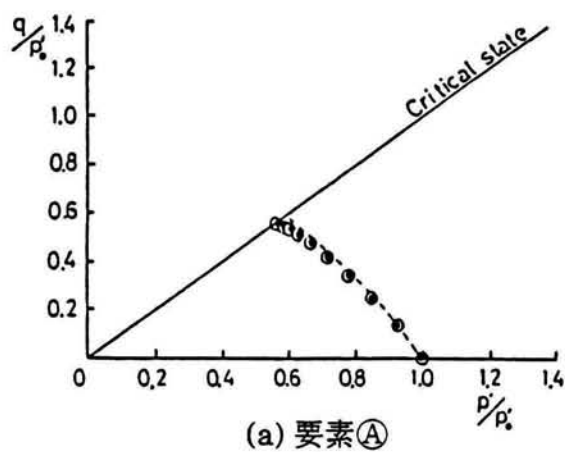


Failure zone (imaginary viscosity procedure)

Failure zone (DACSAR)

Prandtl's solution

図-3.4.6 荷重強度の増加に伴う破壊域の進展



○: Imaginary viscosity procedure
 •: DACSAR
 ----: Theoretical

図-3.4.7 応力経路の比較

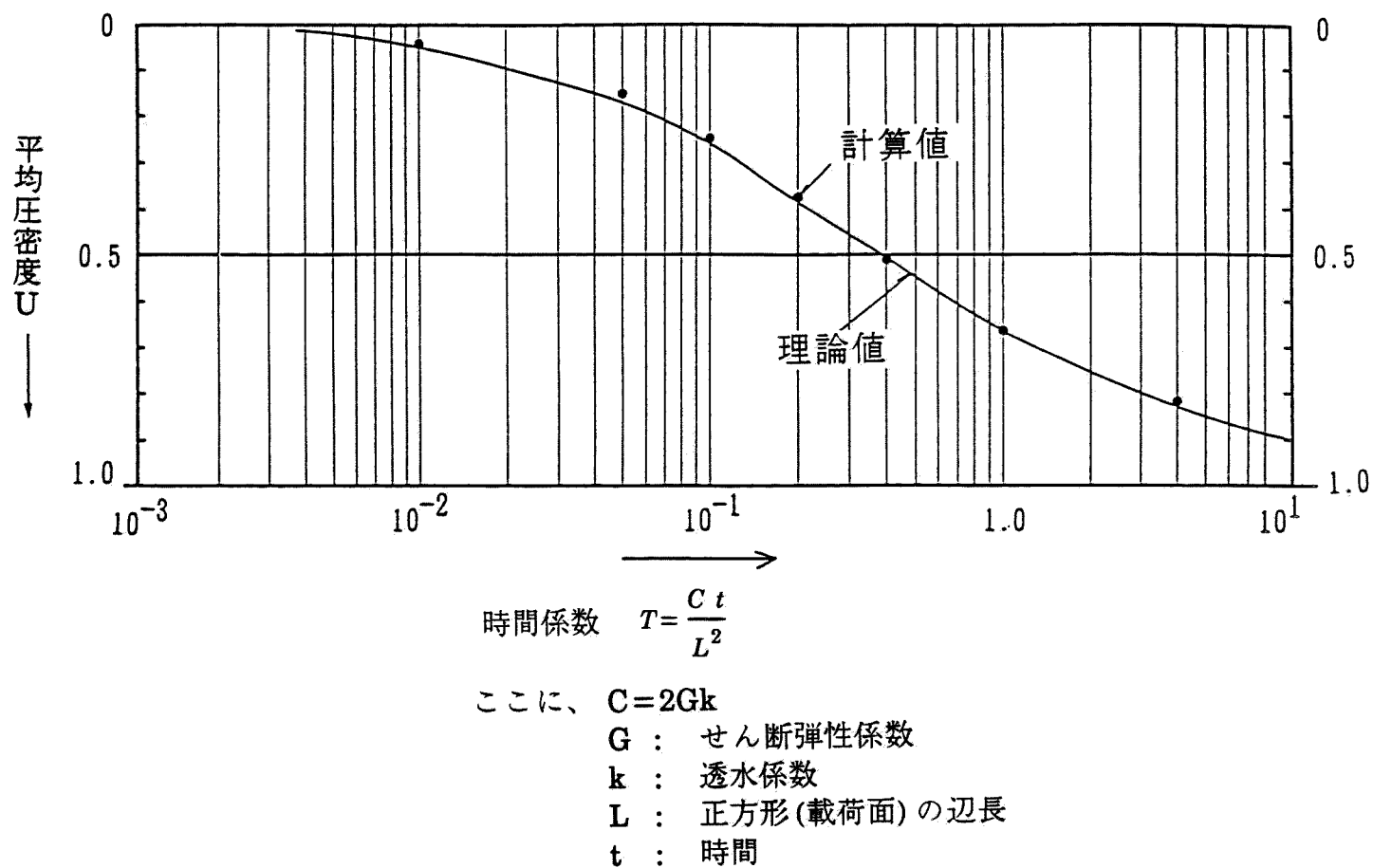


図-3.4.8 正方形分布荷重による三次元圧密 (Gibson 他、1957)

3-5 解析手法の適用

本節では、3-4で述べた解析手法の現場への実用性評価を行うため第2章で取り上げた事例のうち代表的な4例(盛土2例、土留め1例、シールド1例)を取り上げ、施工手順に従った予測解析を行う。ただし、3-1で述べたように工学的な判断から盛土及び土留め壁の挙動解析には二次元の透水を考慮した弾塑性有効応力解析を行い、シールドについては、三次元効果が大きく影響すると考えられるため三次元の透水を考慮した弾性有効応力解析を実施する。

3-5-1 盛土基礎地盤の解析

第2章で取り上げた盛土事例中から試験盛土と宅造盛土の代表例としてそれぞれ現場-1と現場-4を解析する。両盛土工事とも観測データがそろっていることと観測期間が長いという理由で取り上げた。

3-5-1-1 解析条件

解析モデル及び変位に関する境界条件は第2章のFEM解析におけるものと同一である。(図-2.4.1 参照)。一方水圧に関する境界条件は、盛土中心線上は対称条件で非排水境界、側方境界は十分遠方にあるものとして静水圧境界、下方は両現場とも砂層が基盤をなしており排水境界としている。また、地表面は地下水位が不変として水圧ゼロ境界とした。側方境界の静水圧は、その境界位置に明瞭な水源(河川、湖沼等)が存在する場合に相当するが、両現場とも存在しない。したがって、かなり大きな仮定であり、他に想定できる条件は非排水境界とすることである。著者は側方境界が不明な時は本解析のように静水圧境界を設定し、度々成功しているのでここでもこれを採用している。

両盛土工事とも関口・太田によるモデルに必要な土質試験がなされておらず、表-3.4.1のうちわずかに標準圧密試験から得られる先行圧密応力 σ_{vo}' と物理試験(密度試験)から有効土被り圧 σ_{vi}' が用意されているにすぎない。したがって、Iizuka and Ohta (1987)の研究に従って、塑性指数(PI)から系統的に全パラメータを決定する方法(図-3.4.4 参照)を用いて、パラメータを決定した。その結果

を現場-1 及び現場-4 に対してそれぞれ表-3.5.1(a) と表-3.5.1(b) に示す (Case-1)。なお、砂質土及び盛土は弾性体と仮定し前章で用いた弾性係数、ポアソン比を用いており、透水係数は砂層に対して $k=1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ としている。

解析結果の項でも述べるが、これらのパラメータを用いた解析結果は観測値と余り良い一致を示さず、解析値の方が、沈下量もしくは側方変形においてかなり大きめとなっている。両現場とも地表面から約 5.5m の厚さにわたって高有機質土層が存在しており、この特殊土の分野に属する有機質土に対して PI からパラメータを推定するのは不可能なようである。高有機質土に対して試行錯誤を繰り返した結果、前章で用いた変形係数のうち 210Cu から推定した有効応力ヤング率 E' から次式により κ を求めた。

$$\kappa = 3(1 - 2\nu') \frac{\sigma'_m}{E'} (1 + e_0) \quad (3.5.1)$$

ここで、 σ'_m は有効平均主応力であり、算定にあたっては有効土被り圧を用いている。また、 e_0 は初期間隙比である。

一方、 λ は、標準圧密試験から $\lambda = 0.434 Cc$ とした。 Cc は圧縮指数である。 κ と λ から Λ (不可逆比: irreversibility ratio) を求め、 Λ から軽部 (1975) の経験式 ($\Lambda = M / 1.75$) を使って M (限界状態パラメータ: critical state parameter) を求めた。同時に透水係数も現場-1 では2倍、現場-4 では10倍した値を採用する。このようにして決定した有機質土のパラメータを用いて解析したケースを Case-2 とし、そのパラメータ一覧をそれぞれ表-3.5.1(a) と表-3.5.1(b) に同時に示している。

3-5-1-2 解析結果

図-3.5.1(a) と図-3.5.2(a) は、現場-1 における沈下～時間の関係と初期盛土載荷直後 (7日後) 及び最終段階盛土載荷直後 (25 日) の側方変形～深度の関係について観測値と解析結果 (Case-1、Case-2) の比較を示している。Case-1 では沈下及び側方変形の両方とも観測値より大きく生じており、特に高有機質土層内の変形が極端に大きくなっている。一方、Case-2 では側方変形がやや合致していないが沈下～時間関係については観測値と非常に良く合っている。このことは、図-

3.5.1 (b) 及び図-3.5.2 (b) に示す現場-4 についても同様のことが言え、Case-2 は沈下、側方変形ともに良く一致している。

図-3.5.3 (a) ~ (d) に圧縮特性が卓越する盛土中心の下部の要素とせん断特性が卓越する法尻部の要素の有効応力径路を $p' \sim q$ 座標上に示した。ただし、いずれも Case-2 の解析結果である。なお関口・太田によるモデルでは $K_0 \neq 1.0$ の場合、主応力の方向によって限界状態 (critical state) に到達する応力比 (q/p') が異なってくるため、 $p' \sim q$ 座標上で限界状態を1本の直線として表示することができない。図-3.5.3 (a) ~ (d) では限界状態となった q/p' の範囲を斜線部で示している。

現場-1 では盛土載荷速度が速いため盛り立て最終段階で限界状態 (Critical state) に達する要素が多く、その後の放置で安定状態に復帰していることが図-3.5.3 (a)、(c) 及び応力状態が限界状態にある領域を示した図-3.5.4 からわかる。これは試験盛土という性格上かなり急速に盛立てを行ったことによるもので、実際の造成工事にはもう少し緩速に盛土を行わなければならないことを示唆している。現場-4 の宅造盛土直下部では、盛土期間、放置期間を問わずほぼ一定の傾き (K_0 値) をもって p' 、 q が増加し破壊線から離れる方向に動くのに対し、法尻部では、当然のことながら盛土期間では排水速度より載荷速度が速いため p' が減少または一定のもとで q が増加して破壊線に近づき、放置期間で p' が増加することにより破壊線から遠ざかる動きを示している。また、図-3.5.3 (d) から第3段階盛土終了時 (108日目、盛土高さ4.7m) において応力が限界状態にかなり近づいたことがあった以外は、盛立て及び放置の期間を通じて応力が限界状態に到達することではなく、当造成工事が非常に安全な状態で施工できたことがうかがえる。

本解析手法を用いて各要素の有効応力径路を追跡することにより地盤の各部分がどの程度破壊に近づいているかを明らかにすることができる。すなわちパラメータの算定を正確におこないさえすれば、施工手順に従ってかなり正確な挙動予測が可能であり施工安全管理に対して大きな武器となり得ることがわかる。

3-5-2 土留め壁と周辺地盤の解析

第2章で取り上げた事例のうち現場-8 の例を再び取り上げ解析を行う。現場-8 を取り上げた理由は、第2章で行った弾性FEM解析の結果から判断して、現場-7

表-3.5.1(a) 現場-1 物性パラメーター一覧表

土質分類	深度 (m)	PI (%)	Case-1										Case-2															
			M	Λ	D	ν'	σ'_{vo} (tf/m ²)	Ko'	σ'_{vi} (tf/m ²)	Ki'	k (cm/sec)	E' (tf/m ²)	M	Λ	D	ν'	σ'_{vo} (tf/m ²)	Ko'	σ'_{vi} (tf/m ²)	Ki'	k (cm/sec)	E' (tf/m ²)						
高 有機質土	0~1.2	276	0.52	0.30	0.23	0.43	0.6	0.76	0.06	0.86	9.7× 10 ⁻⁷	—	1.75	0.998	0.23	0.43	0.6	0.76	0.06	0.86	1.9× 10 ⁻⁶	—						
	1.2~2.7						2.0		0.2		1.1× 10 ⁻⁶						2.0		0.2		2.2× 10 ⁻⁶							
	2.7~4.2						3.4		0.3		1.1× 10 ⁻⁶						3.4		0.3		2.2× 10 ⁻⁶							
	4.2~5.4						5.0		0.5		3.0× 10 ⁻⁷						5.0		0.5		6.0× 10 ⁻⁷							
粘性土	5.4~7.5	32	0.83	0.48	0.05	0.39	5.2	0.63	1.1	1.23	9.8× 10 ⁻⁷	—	0.83	0.48	0.05	0.39	5.2	0.63	1.1	1.23	2.0× 10 ⁻⁶	—						
シルト	7.5~9.5	32	0.83	0.48	0.05	0.39	10.5	0.63	2.1	1.23	7.7× 10 ⁻⁷	—	0.83	0.48	0.05	0.39	10.5	0.63	2.1	1.23	1.5× 10 ⁻⁶	—						
	9.5~11.5						15.5		3.1		3.6× 10 ⁻⁷						15.5		3.1		7.2× 10 ⁻⁷							
	11.5~13.5						20.5		4.1								20.5		4.1									
	13.5~15.5						25.5		5.1								25.5		5.1									
砂	15.5~18.2	—	—	—	—	0.33	31.5	—	6.3	0.5	1.0× 10 ⁻²	2100	—	—	—	0.33	—	8.1	0.5	1.0× 10 ⁻²	2100							
	18.2~20.8						—		8.1																			
盛土	—	—	—	—	—	0.33	—	—	—	—	1.0× 10 ⁰	1000	—	—	—	0.33	—	—	—	—	1.0× 10 ⁰	1000						

表-3.5.1(b) 現場-4物性パラメーター一覧表

土質分類	深度 (m)	PI (%)	Case-1										Case-2																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
			M	Λ	D	ν'	σ _{vo} ' (tf/m ²)	Ko'	σ _{vi} ' (tf/m ²)	Ki'	k (cm/sec)	E' (tf/m ²)	M	Λ	D	ν'	σ _{vo} ' (tf/m ²)	Ko'	σ _{vi} ' (tf/m ²)	Ki'	k (cm/sec)	E' (tf/m ²)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
砂質土	0~1.7	—	—	—	—	0.33	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.33	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—</

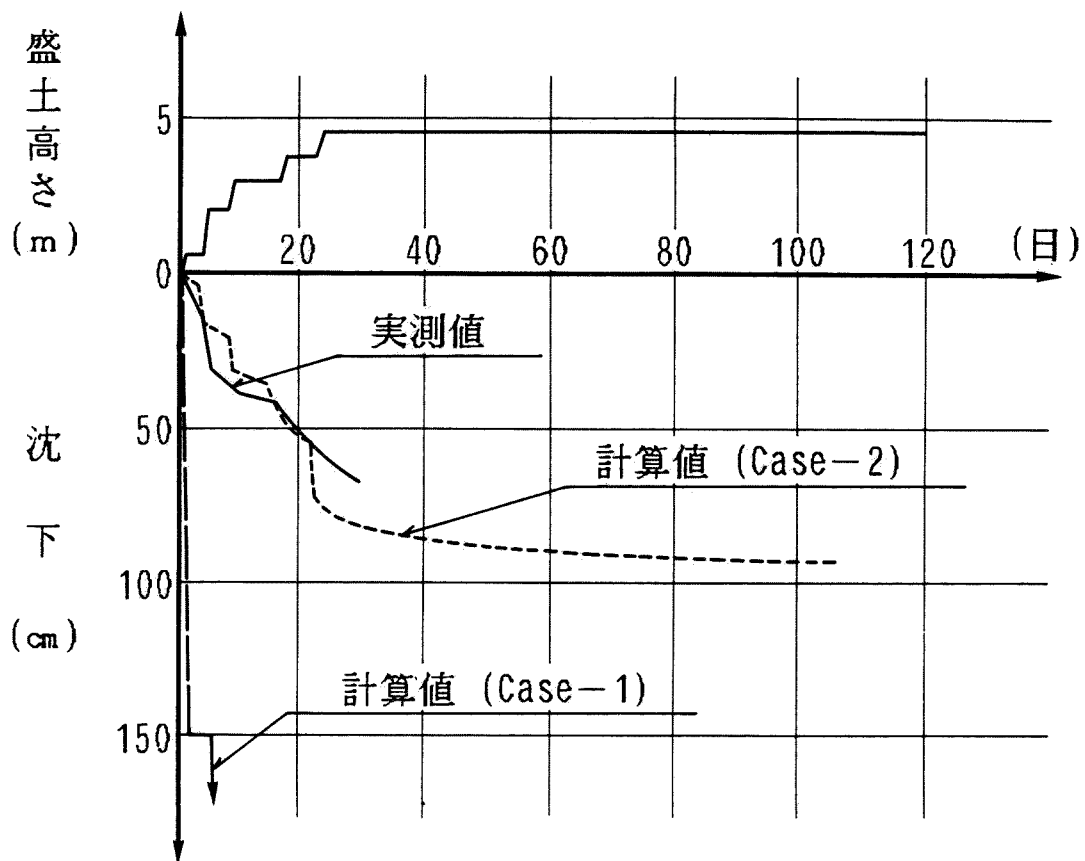


図-3.5.1 (a) 現場-1 沈下曲線

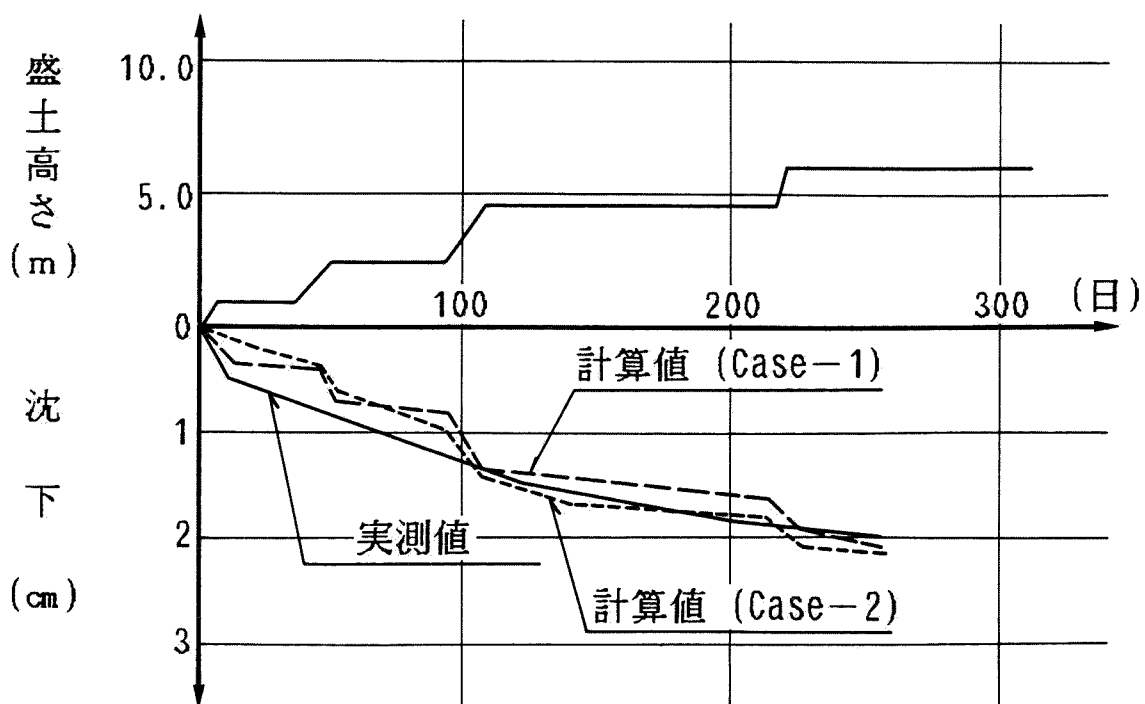


図-3.5.1 (b) 現場-4 沈下曲線

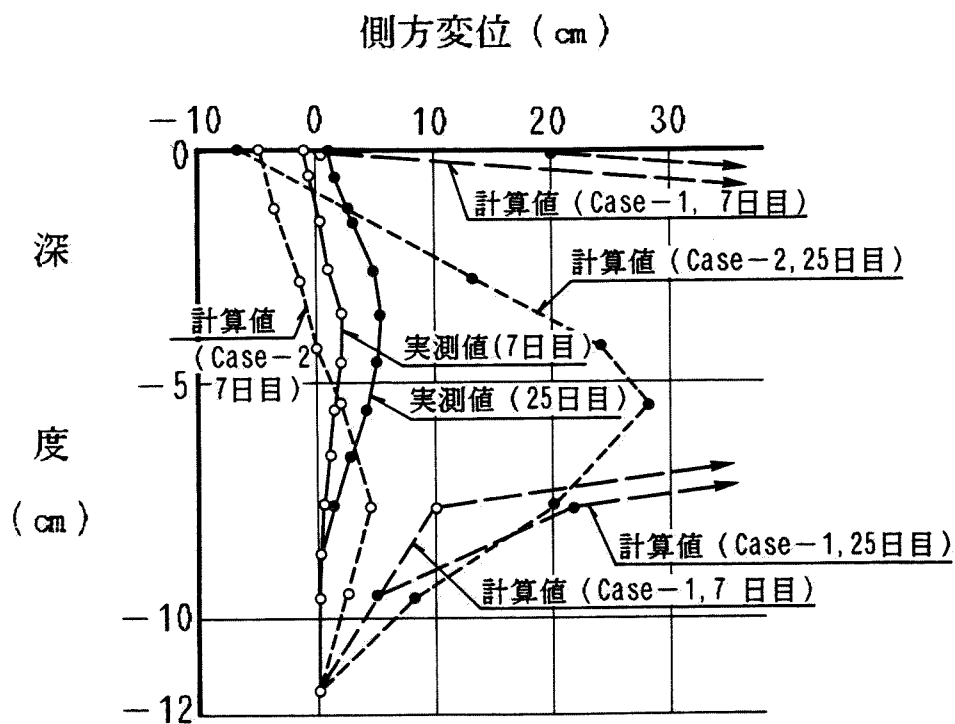


図-3.5.2 (a) 現場-1 側方変形

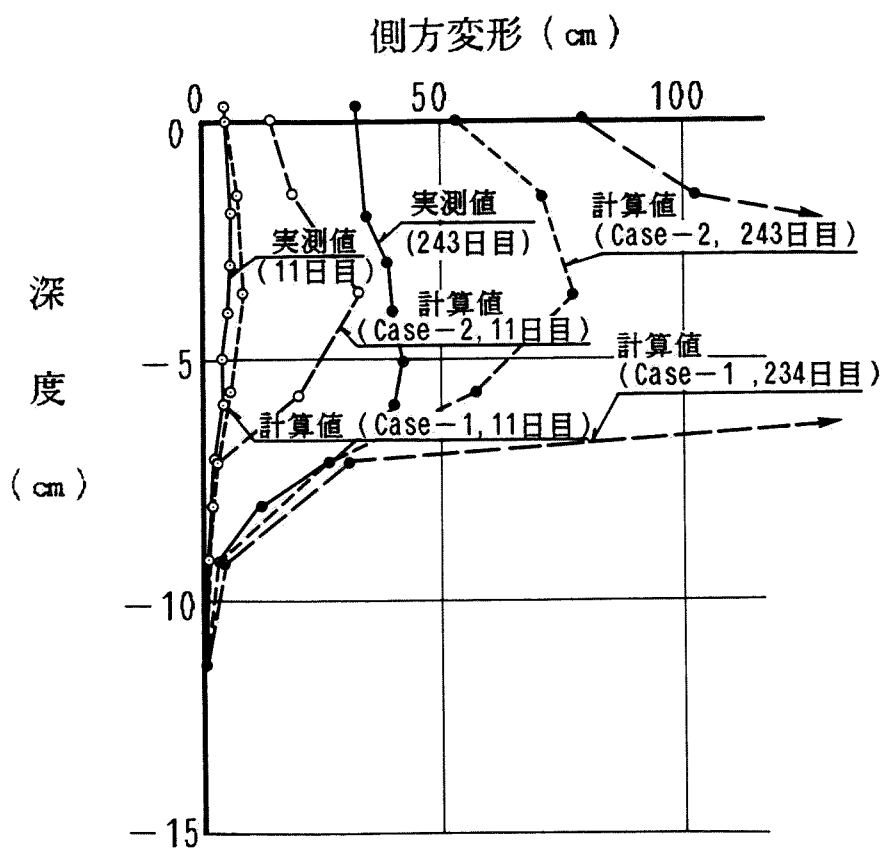
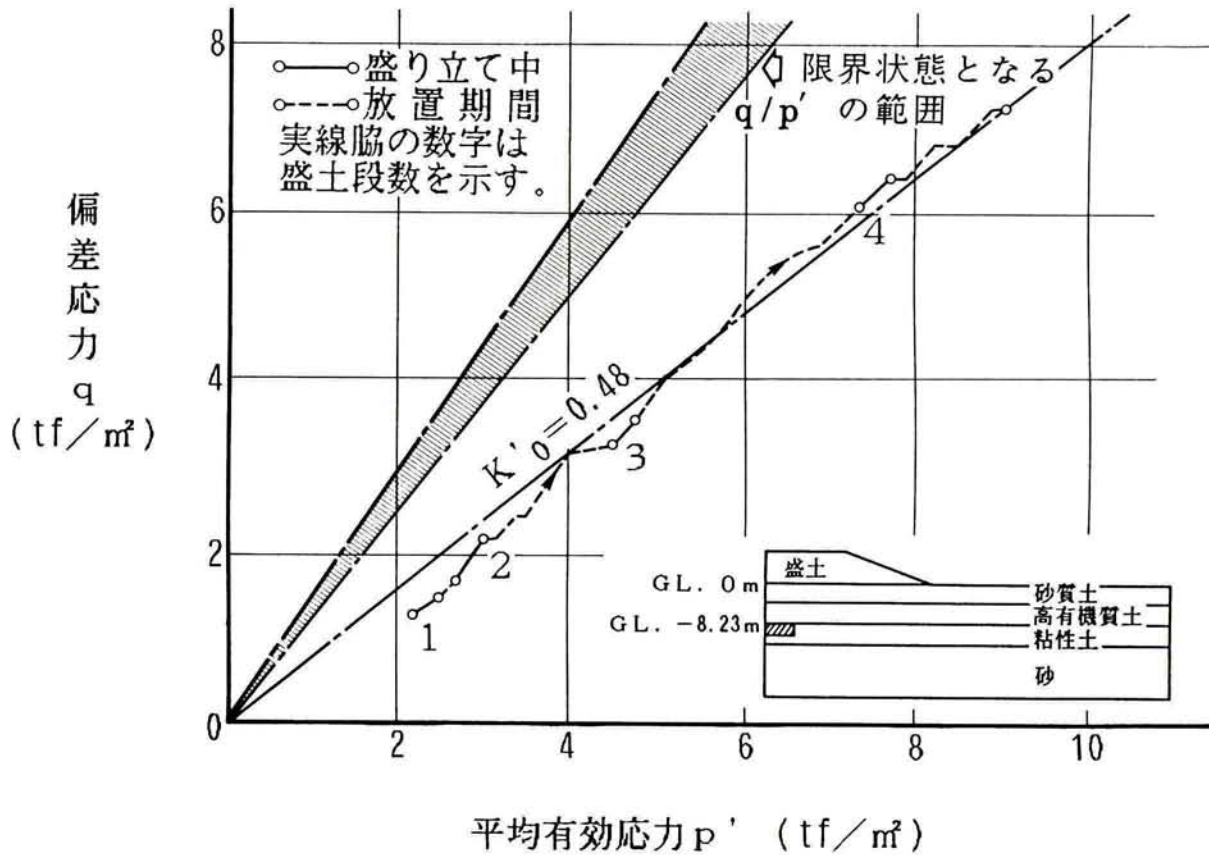
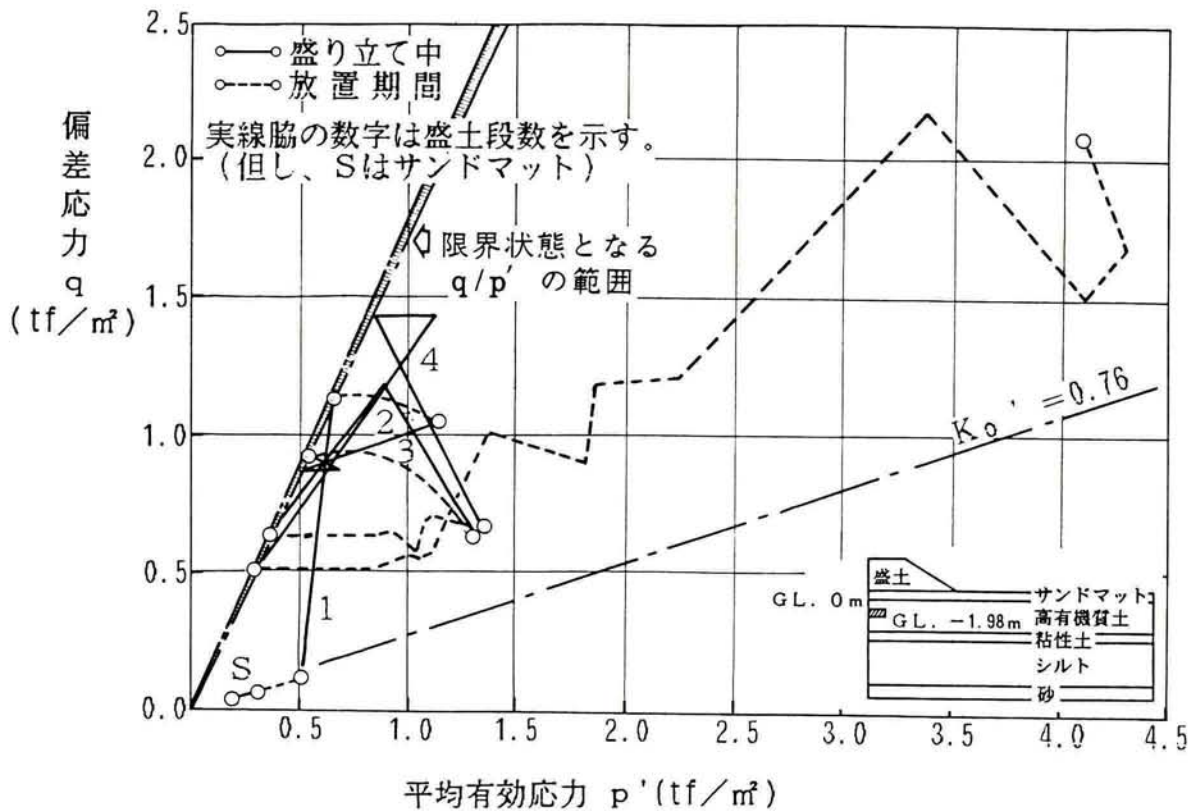


図-3.5.2 (b) 現場-4 側方変形



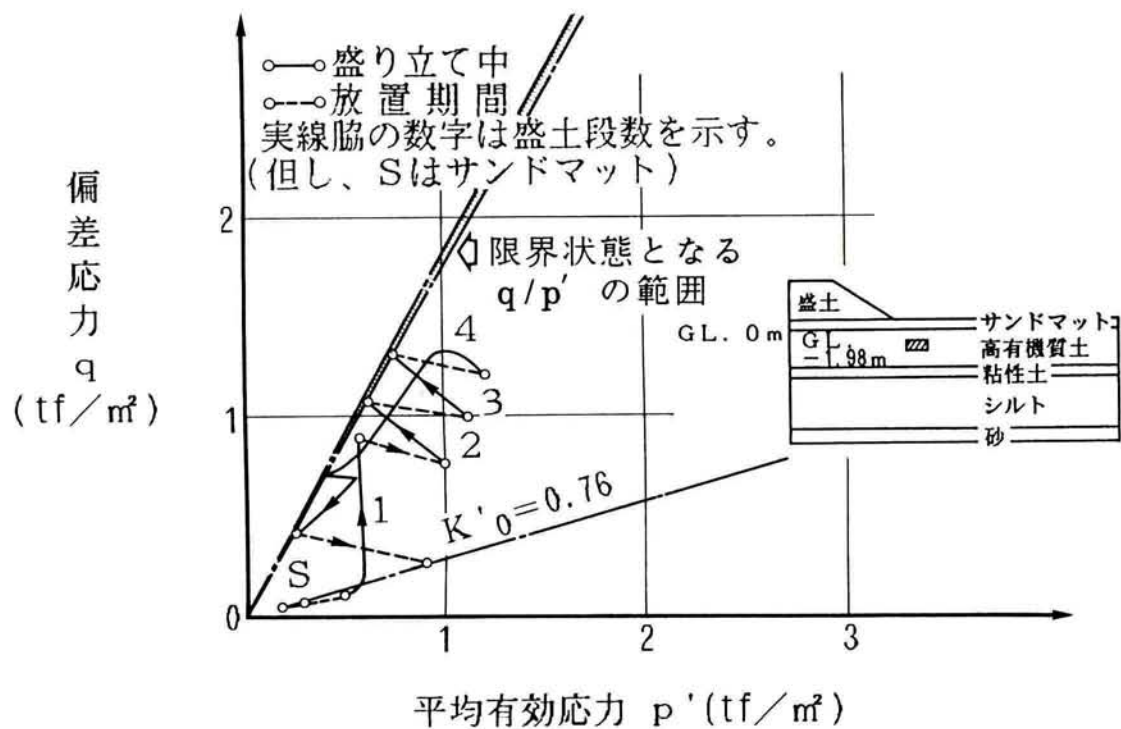


図-3.5.3(c) 現場-1 法尻部要素有効応力径路 (Case-2)

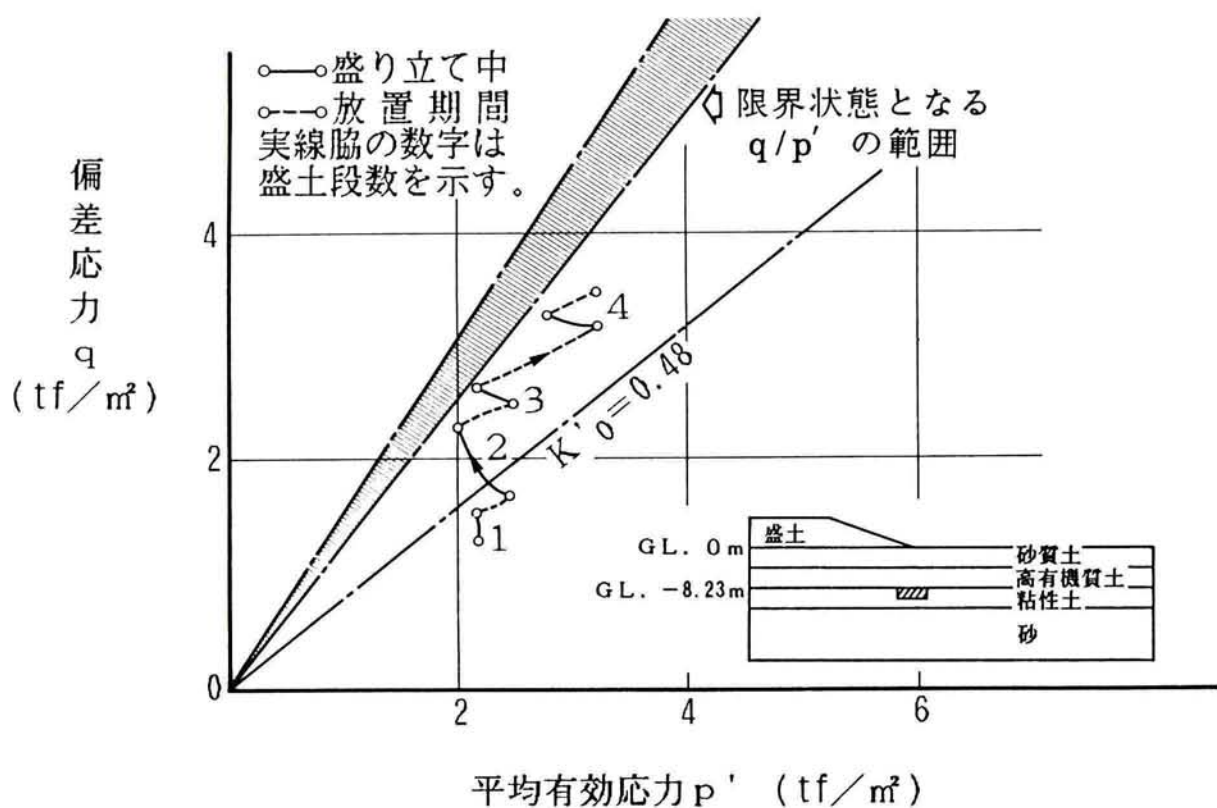
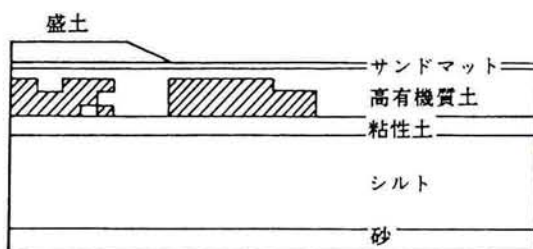
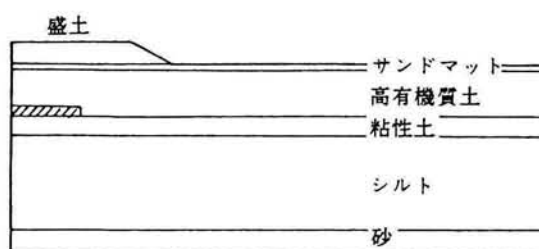


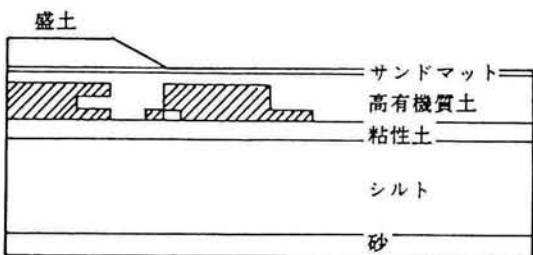
図-3.5.3(d) 現場-4 法尻部要素有効応力径路 (Case-2)



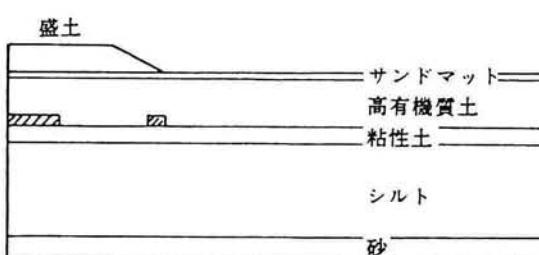
(a) 2段盛土直後 (経過日数 T=8日目)



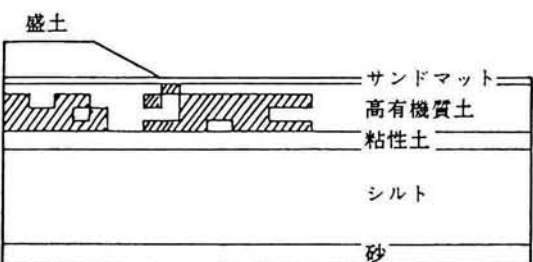
(b) 2段盛土後8日間放置 (経過日数 T=16日目)



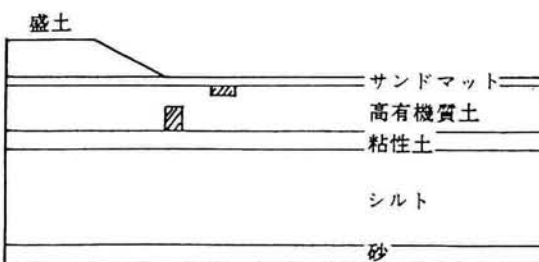
(c) 3段盛土直後 (経過日数 T=17日目)



(d) 3段盛土後4日間放置 (経過日数 T=21日目)



(e) 4段盛土直後 (経過日数 T=22日目)



(f) 4段盛土後90日間放置 (経過日数 T=112日目)

図-3.5.4 現場-1 における限界状態領域

及び現場-9における土留め壁の挙動予測は、実測値から判断して LIMDAC-3D を用いても難しいと思われるからである。さらに、両工事とも予測解析を行うには情報が足りないことも一因である。すなわち、初期地圧(特に水平応力)、地下水の流れの方向、地盤改良土の弾塑性特性等の情報が不足している。このような場合は第2編で研究を行うFEM逆解析に頼らなければならないと判断している。

3-5-2-1 解析条件

解析モデル及び変位に関する境界条件は第2章のFEM解析と同様でモデル側方は鉛直方向自由、水平方向固定、モデル下端は固定とした。水圧に関する境界条件は掘削面及び下端面を排水境界としており他は非排水条件である。下端面は第2章でも述べたが深度50mにあり深度22.6mから下部は砂層が続いている。対称断面と反対側の側面も非排水境界とした(盛土では静水圧規定境界)理由は、静水圧境界とした場合、下部砂層を通して大量の地下水が掘削面に供給され、過大なアップリフトを生じさせ現実の挙動と異なる結果となるためである。

各種材料パラメータの推定は盛土の解析と同じく、3-4-3で示した Iizuka and Ohta によるPIからの推定法により、表-3.5.2のように行った(Case-1)。また、Case-1ではすべてのパラメータをPIからの関係式で規定したが、盛土の場合と同じく、 κ (膨潤係数)は第2章で用いた変形係数 E (E_{50} から推定したもの)を用いて逆算し、この κ を用いて Λ と D を決定したケース(Case-2)も解析した。Case-2のパラメータも表-3.5.2に同時に示している。砂質土および埋土を弾性体と仮定したことは3-5-1の盛土解析と同様である。

土留め壁および切梁は第2章のFEM解析と同様、等価な剛性を有する弾性要素及びバネとして評価している。

3-5-2-2 解析結果

図-3.5.5に第1掘削ステージ及び最終掘削(第6)ステージにおける掘削直後の土留め壁の変形について観測値と解析値の比較を示している。Case-1の結果もかなり良い一致を示しているが、Case-2はほとんど一致している。このことは、Iizuka and Ohta によるPIからパラメータを推定する方法は有機質土を除いてか

なり有効であることを示しており、さらに κ (膨潤係数)は、一軸圧縮試験等から得られる弾性係数から推定する方が良いことがわかる。

図-3.5.6 に第1掘削ステージ及び最終掘削ステージにおけるCase-2の土圧分布を示している。ここでいう土圧とは土留め壁面に垂直な応力 σ_x' と間隙水圧 U_x の和である。また、図-3.5.7 に代表的な要素の有効応力径路を、図-3.5.8 に第1掘削及び最終掘削ステージにおけるCase-2の間隙水圧 U_x の分布を示している。図-3.5.6(b)には同時に設計に用いるRankineの主働土圧と静止土圧も示しているが、解析結果はほとんど静止土圧に近い値でRankineの主働土圧よりかなり大きな値となっており、わずかに主働土圧側へ動く傾向を示している。松尾・富永(1975)は数多くの粘性土地盤において土留め壁にかかる主働側土圧を計測した結果、一般的に粘性土における主働側土圧が三角形分布をし、かつ単位体積重量 $\gamma_t=1.7\text{tf/m}^3$ 、側圧係数 $K_H=1.0$ によって定まる直線と、 $\gamma_t=1.7\text{tf/m}^3$ 、側圧係数 $K_H=0.5$ によって定まる直線とではさまれる領域にほぼ入っていることを述べている。ここでいう側圧係数 K_H とは、次式、

$$P_H = K_H \gamma_t h \quad (3.5.2)$$

ここに、 P_H : 側方土圧

γ_t : 単位体積重量

h : 深度

で示されるものである。図-3.5.6(b)には松尾・富永が示した $\gamma_t=1.7\text{tf/m}^3$ 、および $K_H=1.0$ 、 0.5 で定まる三角形分布を同時にプロットしている。本解析結果も $K_H=1.0$ と $K_H=0.5$ ではさまれた領域内に入り、松尾・富永による実測結果とよく一致する傾向を示しており、本解析結果の妥当性を裏付けている。また、砂層は透水性が非常に良いために掘削面からほぼ瞬時に排水されていることを示す分布となっている。このことは図-3.5.8(b)からも説明できる。なお、図-3.5.6(b)にRankineの受働土圧を示さなかったのは当FEM解析では砂層を弾性として扱っているためである。土圧については、上で述べた通りであるが図-3.5.7に示す有効応力径路で見ると、背面土側では砂層に近いC点では排水による間隙水圧の減少により相対的な有効平均主応力が増大しているが、他のA、B点は砂層から遠ざかっているためほぼ非排水変形的な挙動を示しており、せん断応力による負

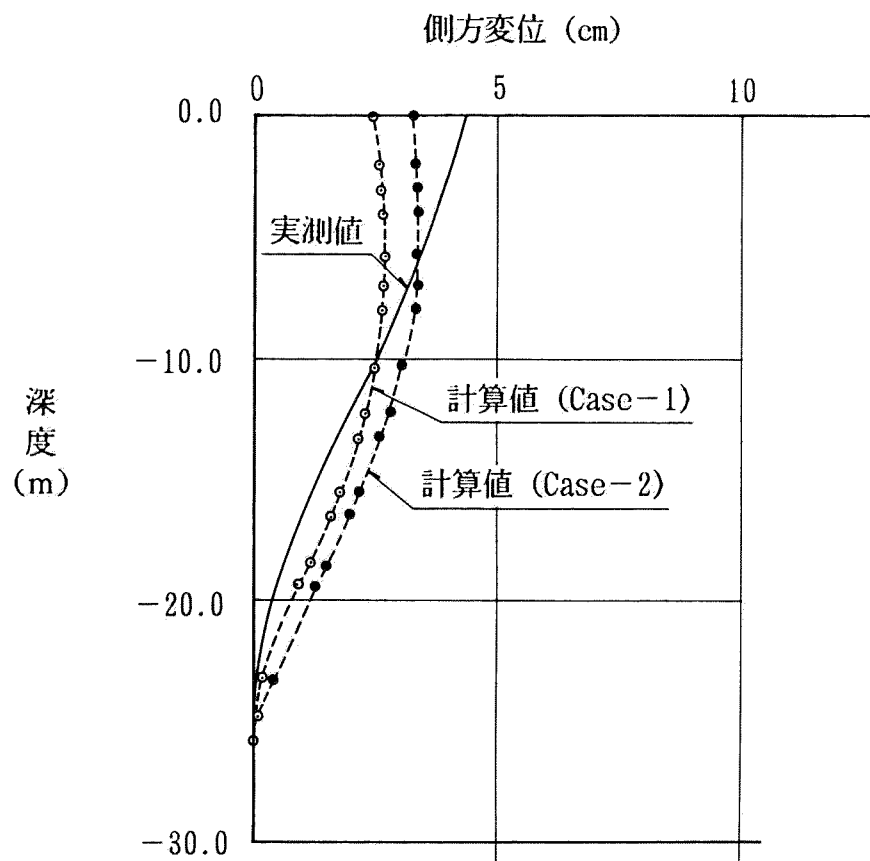


図-3.5.5 (a) 現場-8 (第1ステージ)

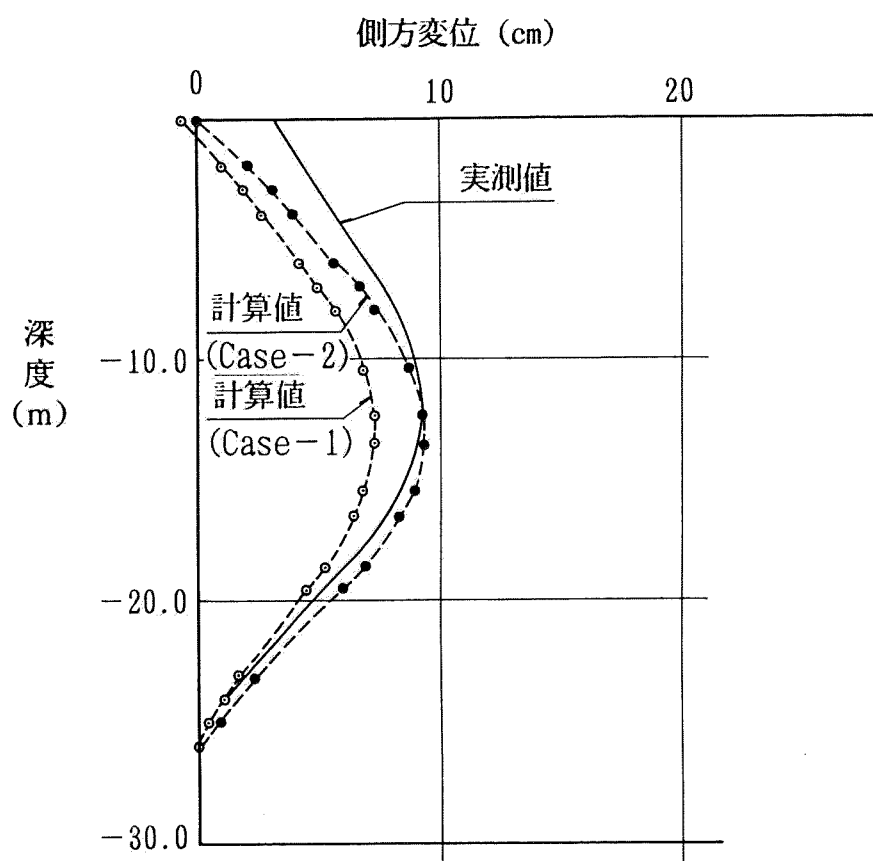


図-3.5.5 (b) 現場-8 (最終ステージ)

表-3.5.2 現場-8物性パラメーター一覧表

土質分類	深度 (m)	PI (%)	Case-1										Case-2									
			M	Λ	D	ν'	σ'_{vo2} (tf/m ²)	Ko'	σ'_{vi2} (tf/m ²)	Ki'	k (cm/sec)	E' (tf/m ²)	M	Λ	D	ν'	σ'_{vo2} (tf/m ²)	Ko'	σ'_{vi2} (tf/m ²)	Ki'	k (cm/sec)	E' (tf/m ²)
埋土	0~2.0	-	-	-	-	0.33	-	-	-	1.80	0.5	1×10^{-2}	62.0	-	-	-	0.33	-	1.80	0.5	1×10^{-2}	62.0
	2.0~3.9		5.31	5.31																		
シルト	3.9~5.8	12	1.37	0.78	0.029	0.31	18.4	0.44	7.78	0.67	3.7×10^{-7}	-	1.37	0.47	0.018	0.31	18.4	0.44	7.78	0.67	3.7×10^{-7}	-
	5.8~7.0	38	1.04	0.59	0.040	0.36	12.1	0.56	8.78	0.64	1.5×10^{-7}		1.04	0.69	0.047	0.36	12.1	0.56	8.78	0.64	1.5×10^{-7}	
	7.0~10.4	45	0.99	0.56	0.047	0.36	14.1	0.58	9.70	0.67	1.0×10^{-7}		0.99	0.78	0.066	0.36	14.1	0.58	9.70	0.67	1.0×10^{-7}	
	10.4~12.35	54	0.94	0.54	0.058	0.37	16.4	0.59	10.77	0.68	6×10^{-8}		0.94	0.85	0.091	0.37	16.4	0.59	10.77	0.68	6×10^{-8}	
	12.35~13.35	58	0.92	0.53	0.062	0.38	17.7	0.60	11.36	0.70	5×10^{-8}		0.92	0.88	0.104	0.38	17.7	0.60	11.36	0.70	5×10^{-8}	
	13.35~15.5	63	0.90	0.51	0.066	0.38	19.0	0.61	11.99	0.71	4×10^{-8}		0.90	0.90	0.116	0.38	19.0	0.61	11.99	0.71	4×10^{-8}	
	15.5~16.5	68	0.88	0.50	0.072	0.38	20.4	0.62	12.62	0.72	3×10^{-8}		0.88	0.91	0.132	0.38	20.4	0.62	12.62	0.72	3×10^{-8}	
	16.5~18.5	72	0.86	0.49	0.077	0.38	21.7	0.62	13.22	0.72	2×10^{-8}		0.86	0.92	0.145	0.38	21.7	0.62	13.22	0.72	2×10^{-8}	
	18.5~19.5	77	0.85	0.48	0.081	0.39	23.0	0.63	13.82	0.73	2×10^{-8}		0.85	0.93	0.157	0.39	23.0	0.63	13.82	0.73	2×10^{-8}	
	19.5~23.32	84	0.82	0.47	0.092	0.39	25.0	0.64	14.78	0.74	1×10^{-8}		0.82	0.94	0.184	0.39	25.0	0.64	14.78	0.74	1×10^{-8}	
砂	23.32~25.0	-	-	-	-	0.33	-	-	16.51	0.5	1×10^{-2}	3920	-	-	-	0.33	-	16.51	0.5	1×10^{-2}	3920	
	20.36								20.36			6222										
	26.11								26.11			26.11						26.11				
	32.29								32.29			32.29						32.29				
	41.92								41.92			41.92						41.92				

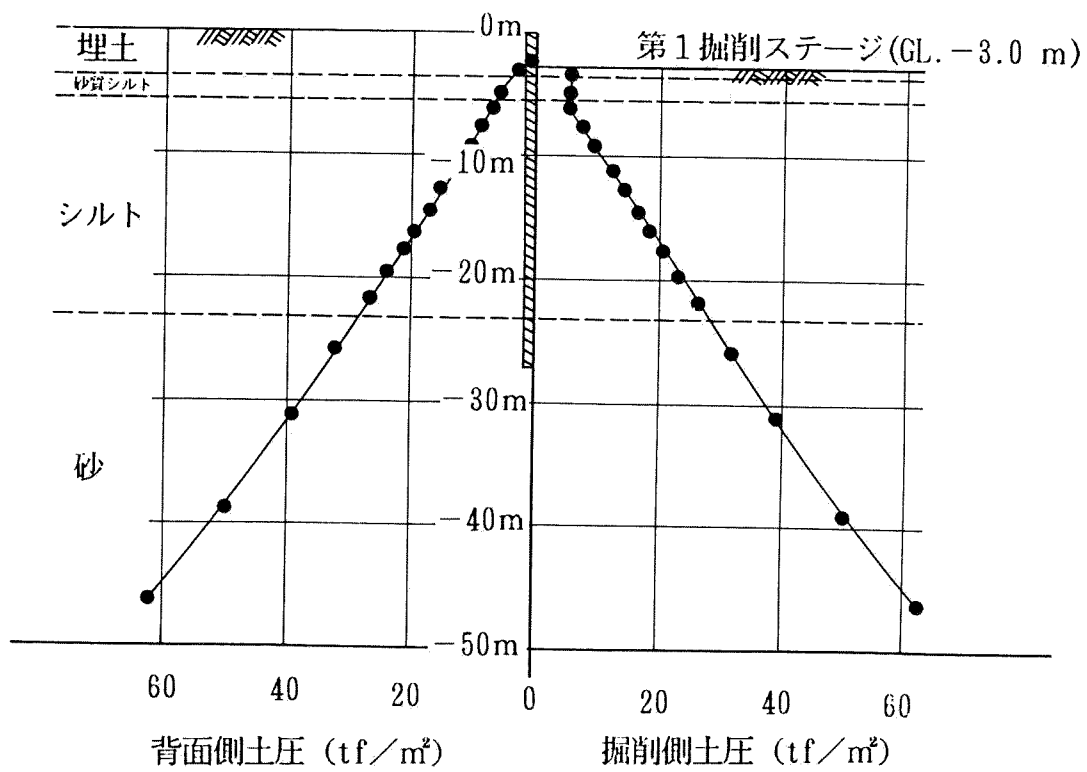


図-3.5.6 (a) 現場-8 土圧分布 (第1掘削ステージ)

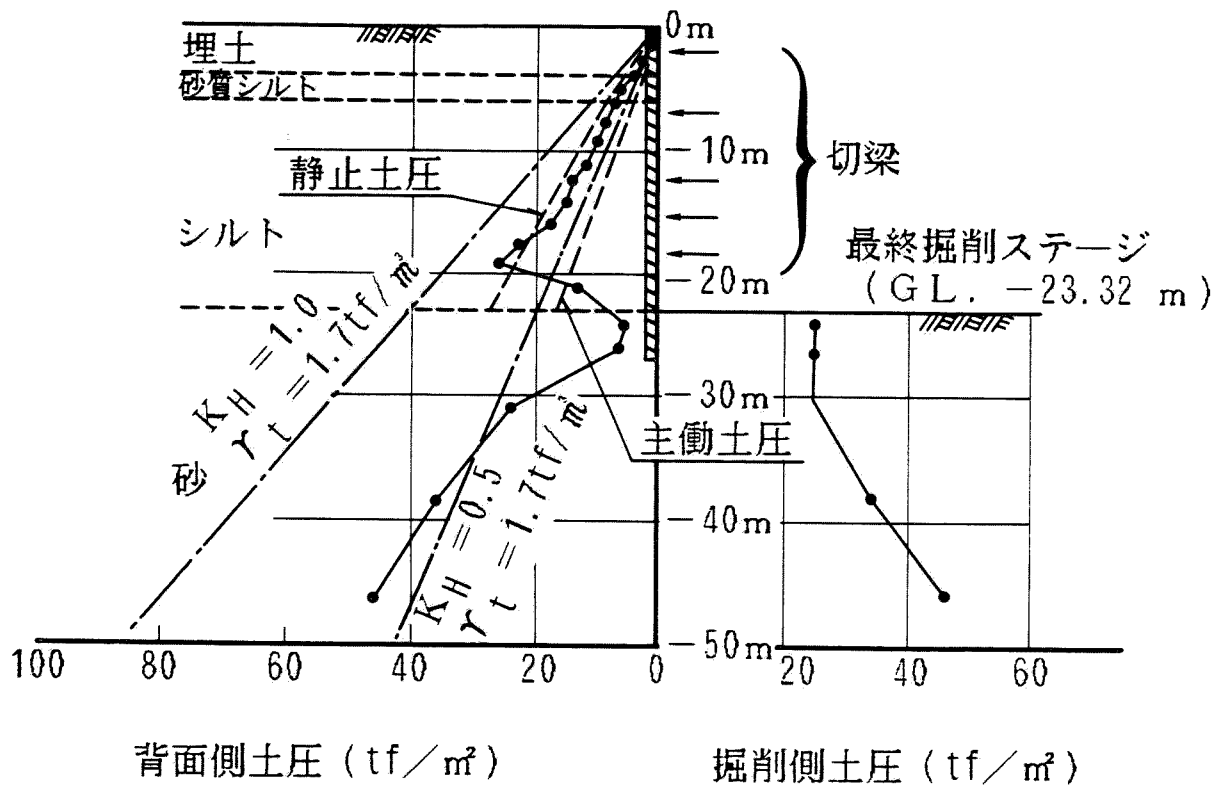


図-3.5.6 (b) 現場-8 土圧分布 (最終掘削ステージ)

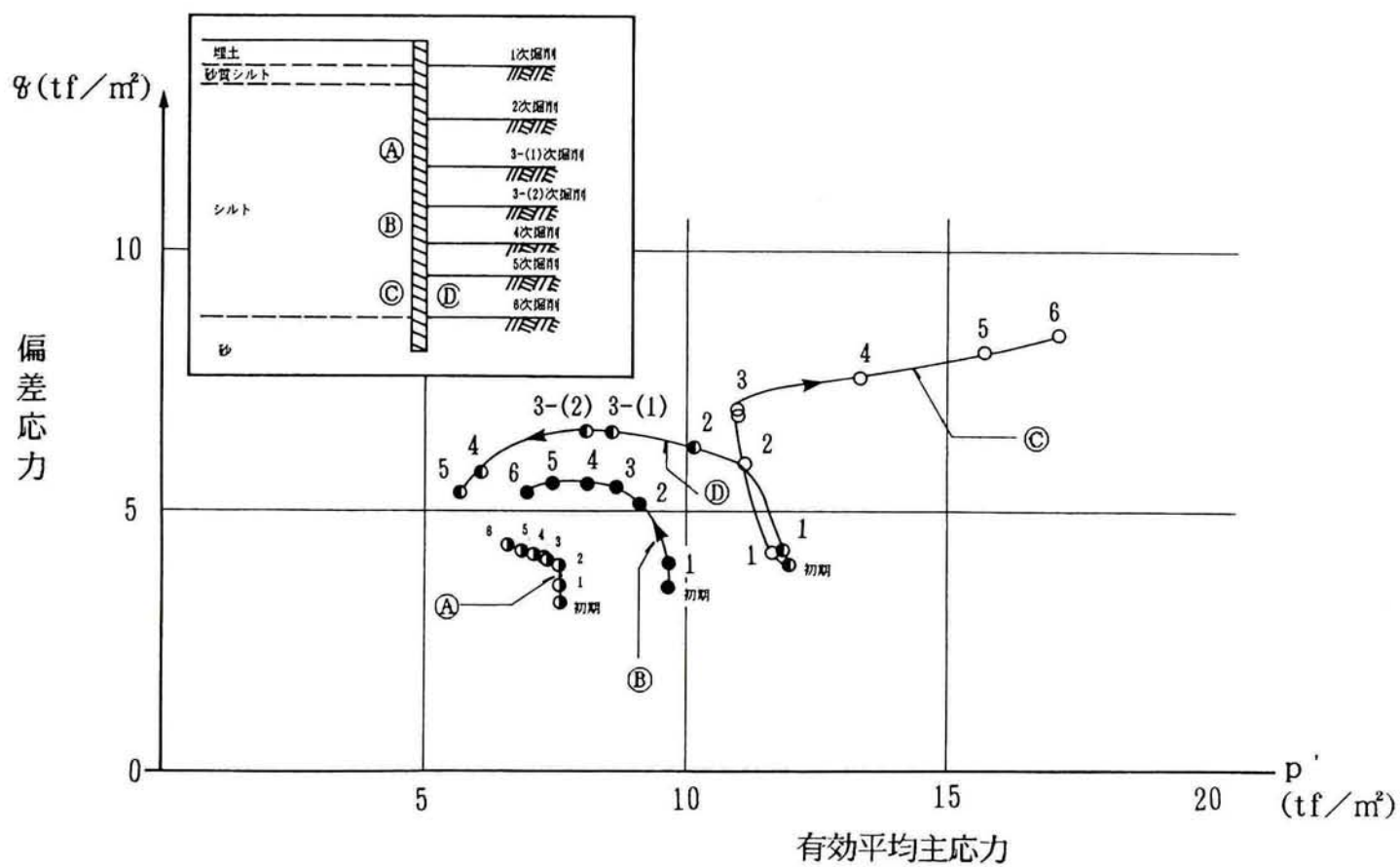


図-3.5.7 現場-8 有効応力径路

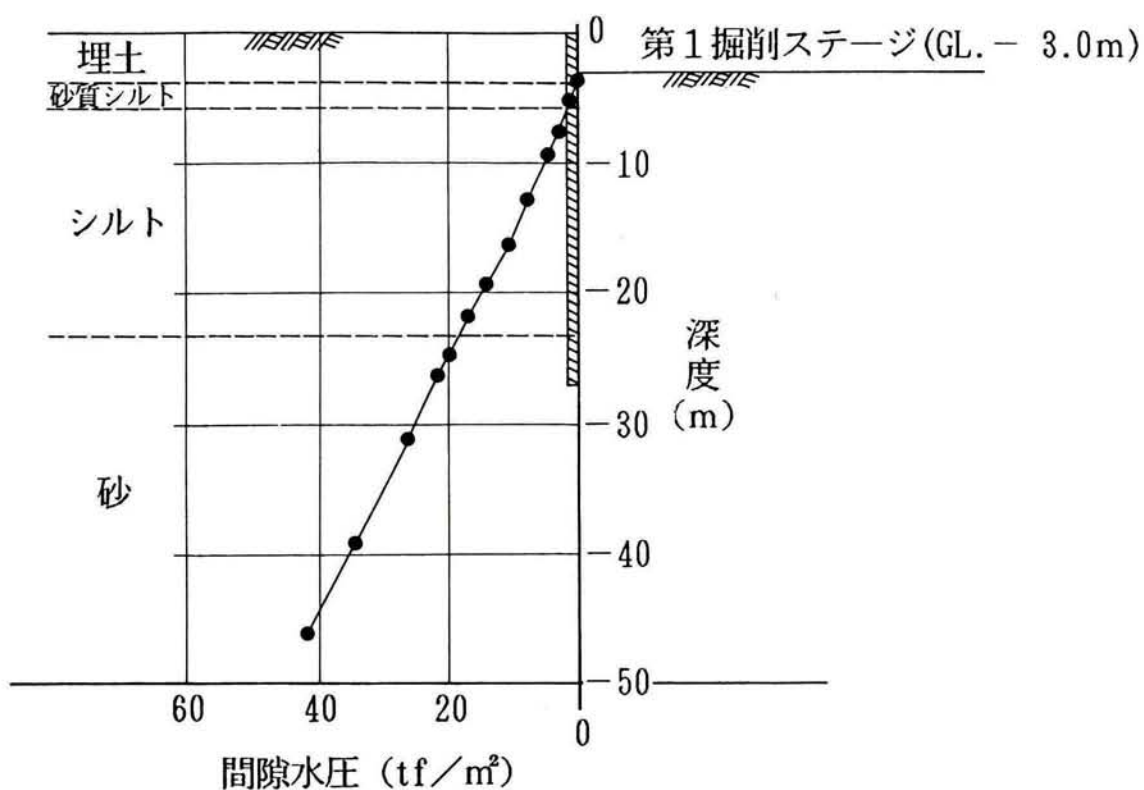


図-3.5.8 (a) 現場-8 背面側水圧分布 (第1掘削ステージ)

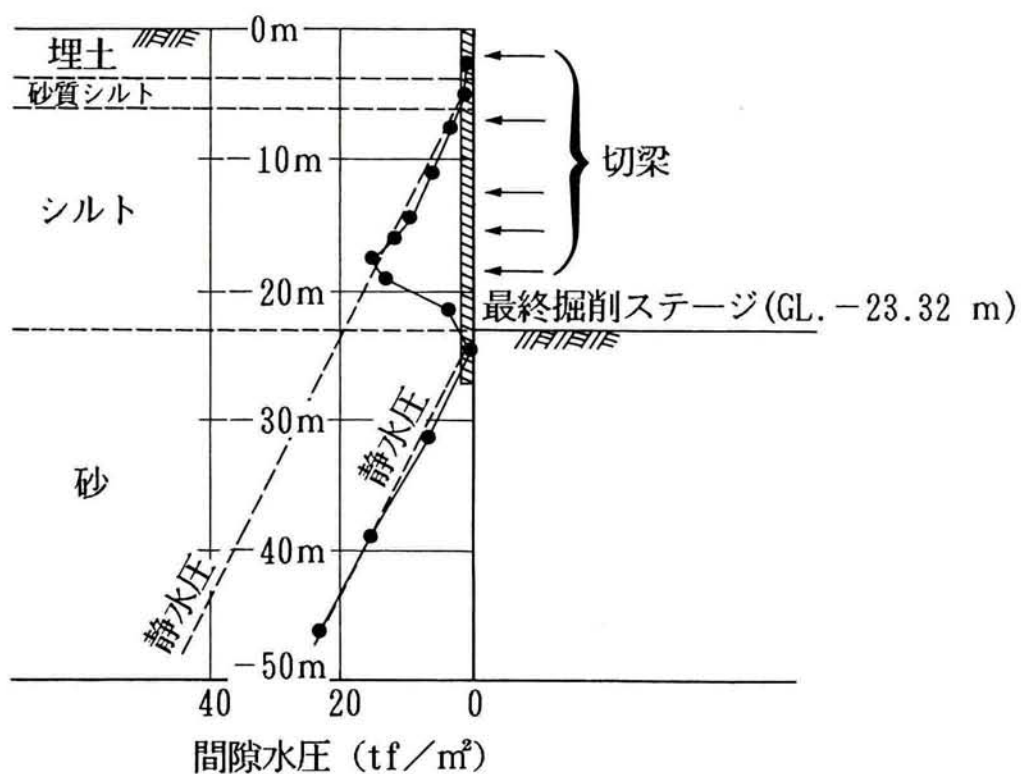


図-3.5.8 (b) 現場-8 背面側水圧分布 (最終掘削ステージ)

のダイレイタンスの影響と静止土圧がわずかに主動土圧側へ移動することにより有効平均主応力が減少している。受働側のD点は受働土圧によるせん断応力の増大による負のダイレイタンスの影響と砂層からのアップリフトによる間隙水圧の増大により有効平均応力は減少している。このように土層構成と土留め壁の根入れ長が有効応力径路に与える影響は大きく弾性の全応力解析のみで挙動予測することは難しく当解析手法(LIMDAC-3D)による検討が有効であることがわかる。

図-3.5.8は現場8の第1掘削ステージ及び最終掘削ステージ掘削終了直後の間隙水圧分布を示している。

3-5-3 シールドトンネル周辺地盤の解析

第2章で取り上げたシールドトンネルの事例のうち、現場-10の事例を再びここで取り上げる。現場-10を取り上げた理由は、三次元解析を行う際のコンピュータの容量及び計算時間を考慮すると、第2章で双設トンネルとしてモデル化した現場-11よりも、単設トンネルとしてモデル化した現場-10の方がより容易であると判断したからである。

3-5-3-1 解析条件

ここで用いた三次元解析モデルのトンネル横断面は、第2章で行ったFEM解析のモデルと同一であり、縦断方向は、長さとしてシールド径の14倍をとり、その間を12分割したモデルとした。変位に関する境界条件は図-3.5.9(a)に示す通り下方境界を固定とし、側方境界は鉛直方向のみ自由としている。ただし、護岸矢板部は自由境界とした。また、シールド発進側側方境界上のセグメント部分は固定とした。これは発進立坑による拘束条件を想定したものである。

一方、水圧に関する境界条件は図-3.5.9(b)に示す通りで、下方境界は砂層が基盤をなしており排水境界とし、側方境界は非排水境界としている。これは、側方境界が比較的近接しているため静水圧境界とすると過大の地下水が供給される結果になるためである。また、シールド空洞面は止水が十分であるものとして非排水境界とし、切羽前面では泥水圧(28tf/m^2)を規定している。

ここでは、地盤を弾性体として取り扱っており、第2章全応力FEM解析で用いた全応力弾性係数(E_{50} から求めたもの)から等価な有効応力弾性係数 E' を表-3.5.3中に示すように算定し解析に用いた。算定の仕方は、第2章の2-4-1-1に示す通りである。

埋土及び砂層の透水係数は盛土、土留め壁の解析と同じく $1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ とした。

シールドセグメント及び裏込め部分のモデル化及び材料定数は第2章全応力FEM解析におけるものと同一である。

本解析における掘削解放力は全応力ではなく有効応力から算定している。これは泥水加圧式シールドにおける切羽掘削部分が水中掘削に等しい状況にあると判断されるためである。

また計算時間刻みは、1.648日(シールド径1Dを掘進する日数に相当)としている。

3-5-3-2 解析結果

本三次元解析モデルは、要素数4296、節点数4800の非常に大きなモデルであり、1ステップ当たりに要する計算時間も、CPU=36分、所要時間370分(HITAC M-280H)という膨大なものになった。従ってここでは切羽位置が計測断面の手前-5D(D:シールド径)から0Dまで掘進する5ステップの計算のみを行い、それ以降の計算は省略した。また、解析を-5Dの地点から開始したのは図-2.4.14の実測値及び準三次元解析の結果から判断して-5D以遠に切羽が存在する時には計測点に影響を与えないと判断したからである。

図-3.5.10は切羽の位置と計測断面の地表面沈下との関係について三次元解析結果と実測結果とを示したものである。計算によると、シールド切羽先端部では、切羽前面から坑内へはらみ出すような変形が生じるため、切羽が近づいてくる(-3D~-2D)と計測断面の地表面では1mm弱の沈下が発生する。さらに切羽が接近すると(-1D~0D)、鉛直方向掘削解放力の総和が上向きであるために約3.4mmの地表面隆起が生じる。一方、実測結果も解析結果と非常によく似た傾向を示しており、切羽が計測断面に接近すると2~3mmの隆起が地表面で生じ、切羽が通過後

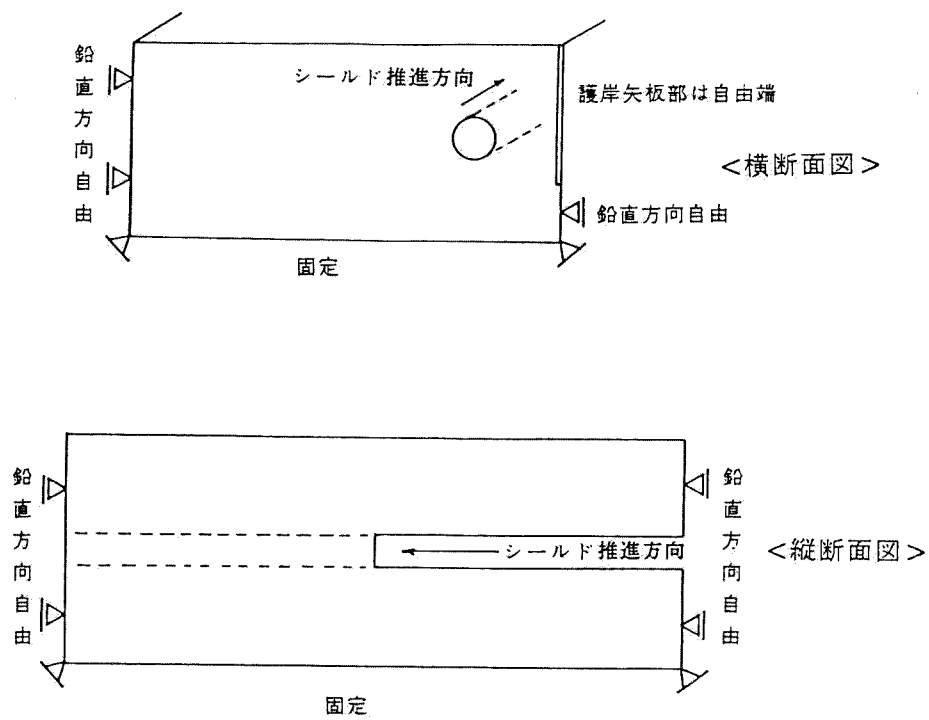


図-3.5.9(a) 変位境界条件

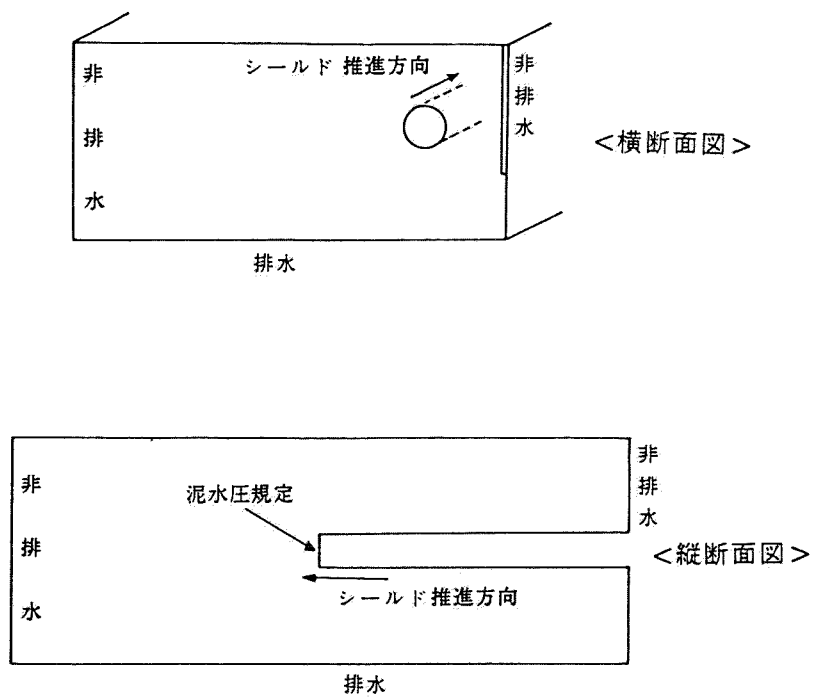


図-3.5.9(b) 水圧境界条件

表-3.5.3 現場-10 物性パラメーター一覧表

土質分類	深度 (m)	E' (tf/m ²)	ν'	k (cm/sec)	σ_{v_1}' (tf/m ²)	Ki'
埋土	0~3.0	630	0.33	1×10^{-2}	2.78	0.5
	3.0~4.0				5.98	
砂	4.9~5.0	595	0.33	1×10^{-2}	6.85	0.5
	5.0~7.5				8.43	
	7.5~10.0				10.68	
	10.0~11.4				12.43	
シルト	11.4~15.0	507	0.37	1.9×10^{-7}	14.32	0.63
	15.0~20.0				17.33	
	20.0~25.0				20.83	
	25.0~30.0				24.33	
	30.0~35.0				27.83	
	35.0~40.0				31.33	
	40.0~43.4				34.27	
砂質土	43.4~48.0	1920	0.33	1×10^{-2}	37.53	0.5
シルト	48.0~54.1	2100	0.33	1×10^{-5}	41.74	0.5
砂	54.1~59.2	3500	0.33	1×10^{-2}	46.17	0.5

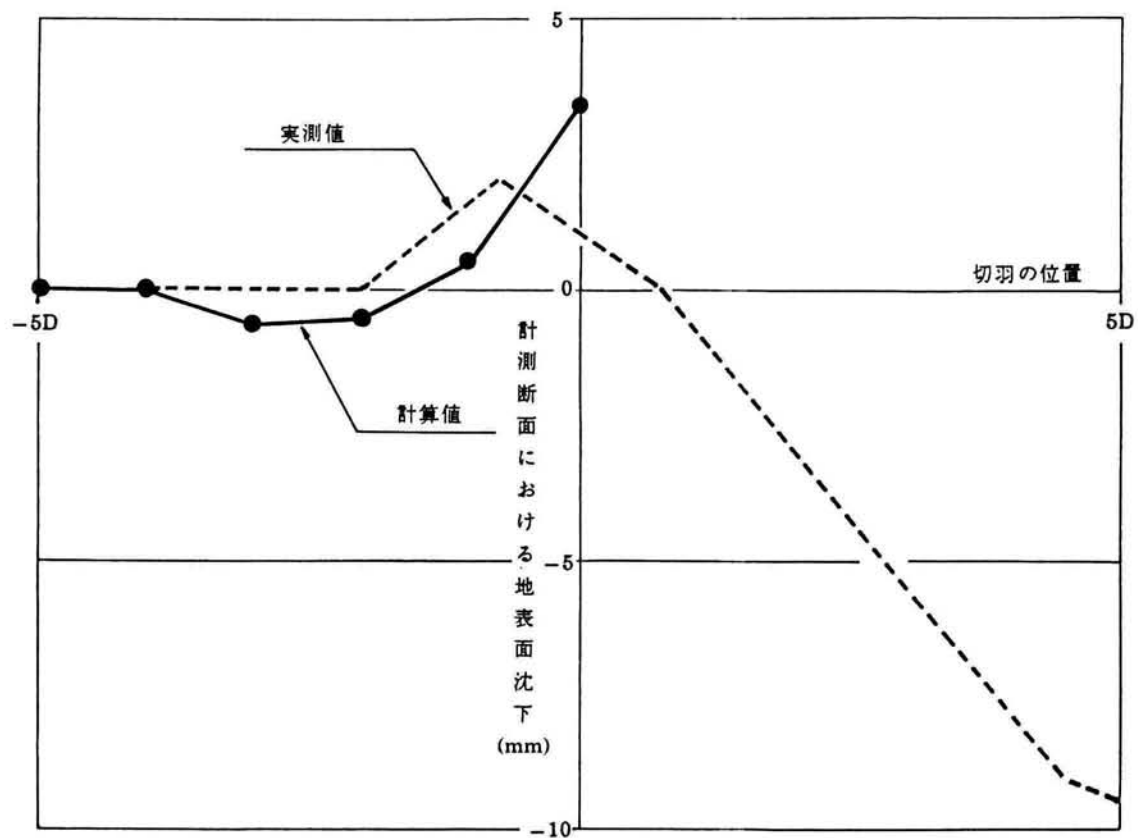


図-3.5.10 地表面沈下～切羽位置の関係

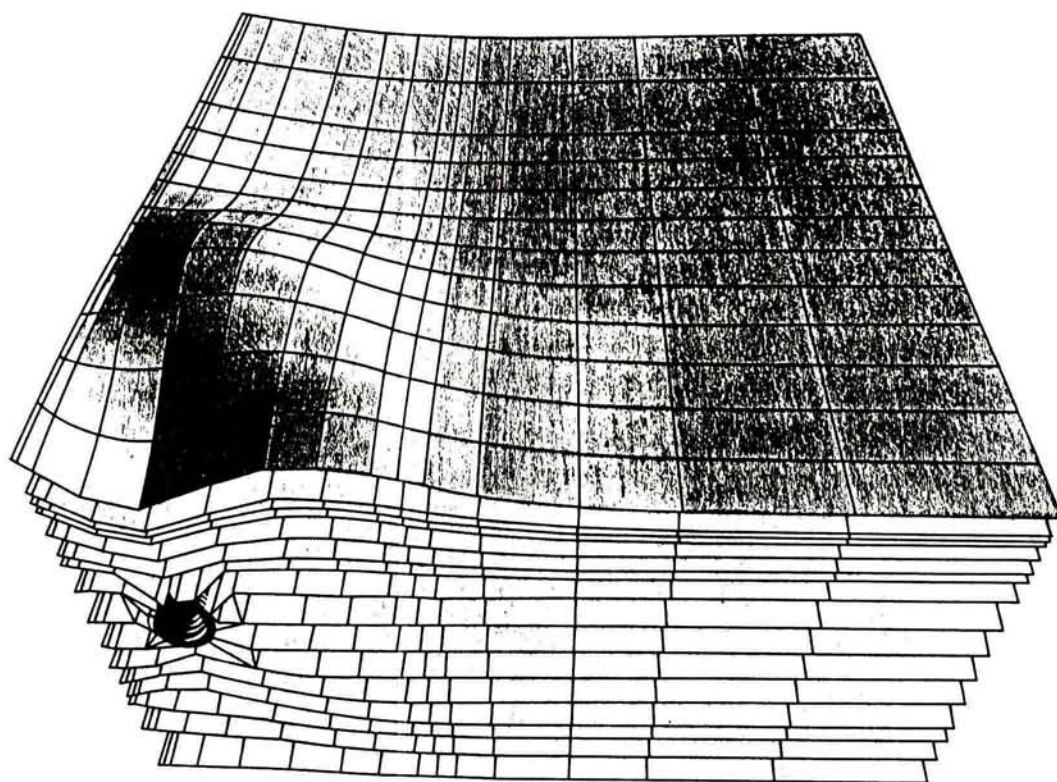


図-3.5.11 シールドトンネル周辺地盤の三次元解析(変形図)

沈下が生じている。このような計測点に切羽が到達するまでの挙動は二次元や準三次元解析では決して表現できないものである。解析は通過後の挙動をトレースしていないが、通過後沈下が生じるのは泥水圧による過剰間隙水圧の消散とセグメント部からの漏水による圧密沈下と考えられる。図-3.5.11 は5ステップ終了時の変形状態をわかり易く図示したものである。

3-5-4 解析結果の検討及び考察

3-5では、3-4で述べた解析手法を代表的な4事例(盛土2例、土留め1例、シールド1例)に適用し、実用性評価を行った。3-1で述べた通り、工学的な判断から盛土及び土留め壁の挙動解析には二次元の透水を考慮した弾塑性有効応力解析を行い、シールドについては三次元の透水を考慮した弾性有効応力解析を実施した。

盛土解析に関しては、2事例ともかなりの厚さにわたって高有機質土層が存在しており、塑性指数(PI)から全パラメータを推定する Iizuka and Ohta (1987) の方法に従ったケース (Case-1) は実測値とあまりよい一致を示さなかった。しかし高有機質土層を中心に3-5-1-1で述べた方法でパラメータの一部を修正して用いたケース (Case-2) では実測値とよく合致した結果が得られた。また本解析手法によれば、第2章全応力解析と異なり現場の状況に即したいわゆる部分排水状態の解析を行うことや、各要素の有効応力径路を追跡することにより地盤の各部分がどの程度破壊に近づいているかを明らかにすることなどが可能になる。

土留め壁の挙動解析の結果は、本事例の地盤が高有機質土層を含んでおらず、さらに、盛土と異なり土留め壁や切梁といった人工的な構造物が存在し、かつそれらが全体挙動の中で支配的な役割を果たしているために、Case-1及びCase-2とも非常によく実測値と一致した結果が得られた。

シールドの三次元解析は、切羽の掘進に伴う周辺地盤の三次元的な挙動を時々刻々検討できるという有効性が確かめられ定量的にも実測値とよく一致した結果が得られた。また解析結果の図表示も人間の直感的理解に役立ち三次元解析は地盤挙動を解明するのに非常に有効である。ただし、現時点では高速コンピュータを使用するとしても計算時間が非常にかかるので実用上大きな困難を伴うといえ

る。今後スーパーコンピュータの実現により、さらに一層三次元解析が進展するものと思われる。

以上述べた様に、本解析手法において、パラメータの算定を正確に行いさえすれば、施工手順に従ってかなり正確な挙動予測が可能であり、施工安全管理に対して大きな武器となり得ることがわかる。

3-6 まとめ

本章では、有効応力概念に基づく **FEM** 解析及び土の構成モデルに関する従来の研究を概観したのち、著者らが開発した透水を考慮した三次元弾粘塑性 **FEM** 解析プログラム (**LIMDAC-3D**) の説明を行い、さらに本プログラムを実際に4現場に適用してその実用性検討を実施した。その結果得られた考察をとりまとめると以下の通りである。

- (1) **LIMDAC-3D** を用いると、荷重の漸増と圧密に伴う地盤の弾粘塑性的な変形・応力の挙動と破壊域の進行状況を地盤の極限状態に至るまで有効応力に基づいて統一的に解析できる。
- (2) 従ってパラメータの算定を正確に行えば **LIMDAC-3D** によって正確な挙動予測が可能であり施工管理に対して大きな武器となり得る。
- (3) 高有機質土の物性パラメータと現位置での透水係数を除いて、粘土及びシルトについては **Iizuka and Ohta (1987)** の塑性指数から推定する方法が有効である。
- (4) **LIMDAC-3D** による解析はコンピュータの使用時間がかなりかかるという欠点を有している。表-3.6.1 は第2章及び第3章で用いた11事例について全応力 **FEM** 解析及び **LIMDAC-3D** を用いた場合の要素数、節点数、自由度数、CPU 時間、計算所要時間の比較を行ったものである。これからもわかる通り、**LIMDAC-3D** は全応力解析の21倍~222倍の CPU 時間を要している。特にシールド解析で実施した **LIMDAC-3D** による三次元解析はモデルの縮小、その他の工学的判断を加味しなければならない。
- (5) 従って、施工安全管理の武器として **LIMDAC-3D** は非常に有効である。ただし、現時点ではモデルを二次元モデルとし、かつ大容量、超高速の大型コンピュータで行う必要がある。さらに、情報施工をリアルタイムに実施するには現場の小型コンピュータと大型コンピュータとをネットワークで結ぶ必要がある。

表-3.6.1 11事例の計算時間比較

		全応力 FEM 解析 (二次元)							LIMDAC-3D による解析						
		節点数	要素数	自由度数	計算 ステップ数	CPU 時間	所要 計算時間	モデル 次元	節点数	要素数	自由度数	計算 ステップ数	CPU 時間	所要 計算時間	
盛	現場-1	273	242	546	3	14秒	3分	2	273	242	788	65	51分 48秒	251分	
	現場-2	230	198	460	2	8秒	2分	—	—	—	—	—	—	—	
	現場-3	267	233	534	2	9秒	2分	—	—	—	—	—	—	—	
土	現場-4	333	255	666	2	11秒	3分	2	333	255	921	68	9分 50秒	75分	
	現場-5	388	348	776	2	13秒	3分	—	—	—	—	—	—	—	
	現場-6	257	226	514	2	9秒	2分	—	—	—	—	—	—	—	
土 留 め	現場-7	432	391	864	6	48秒	6分	—	—	—	—	—	—	—	
	現場-8	300	266	600	8	49秒	6分	2	300	266	866	84	17分 19秒	174分	
	現場-9	323	288	646	8	51秒	8分	—	—	—	—	—	—	—	
シ ー ルド	現場-10	375	358	750	2	15秒	4分	3	4800	4296	18696	5	178分	1886分 (31時間)	
	現場-11	800	816	1600	3	21秒	9分	—	—	—	—	—	—	—	

参考文献

- (1) 赤井浩一・田村武(1978):「弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析」、土木学会論文報告集、第269号、pp.95~104
- (2) Adachi, T. and Okano, M. (1974): “A constitutive equation for normally consolidated clay”, *Soils and Foundations*, Vol.14, pp.55~73
- (3) 足立紀尚、岡二三生(1983):「土の構成式入門－3. 連続体力学と構成式」、土と基礎、Vol.31、No.7、pp.81~88
- (4) 荒井克彦、渡辺知幸、田行啓一(1983):「多次元圧密数値解析手法の比較」、*Soils and Foundations*, Vol.23, No.3, pp.189~195
- (5) Biot, M. (1941): “General theory of three dimensional consolidation”, *Journal of Applied Physics*, 12, pp.156~164
- (6) Christian, J. T. (1968): “Undrained stress distribution by numerical method”, *JSMFD, Proc. ASCE*, Vol.94, SM6, pp.1333~1345
- (7) Christian, J.T. and Boehmer, J.W. (1970): “Plane strain consolidation by finite elements”, *JSMFD, Proc. ASCE*, Vol.96, SM4, pp.1435~1457
- (8) Clough, G. W., Sweeney, B. P. and Finnno, R. J. (1983): “Measured soil response to EPB shield tunneling”, *Journal of Geotechnical Div., ASCE*, Vol. 109, No.2, pp.131~149
- (9) Drucker, D. C. (1951): “A more fundamental approach to stress-strain relations”, *Proc, 1st. U.S. National Congr., Appl. Mech., ASME*, pp.487~491
- (10) Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970): “Nonlinear analysis of stress and strain in soils”, *ASCE*, 96, SM5, pp.1629~1653
- (11) Gibson, R.E. and McNamee (1957): “The consolidation settlement of a load uniformly distributed over a rectangular area”, *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mechanics*, pp.1~297
- (12) 早川敦、本多隆、松井幹雄、太田秀樹(1984):「有限要素法による山留め挙動の解析(その1)」、第19回土質工学研究発表会、pp.1117~1120

- (13) 林正夫(1967) : 「非線形変形現象を考慮した岩盤の変形・応力と耐荷力の解析法」、電力中央研究報告、土木No.66072
- (14) Henkel, D.J. (1960) : “ The shear strength of saturated remoulded clays ”, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado, pp.533~559
- (15) Iizuka, A. and Ohta, H. (1987) : “ A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis ”, Soils and Foundations, Vol.27, No. 3, pp.71~87
- (16) 飯塚敦・良峰透・太田秀樹・畠昭治郎(1987) : 「極限支持力と地盤内応力変化の有限要素解析」、土木学会論文報告集、第382号 / III-7、pp.255~263
- (17) Ishihara, K. and Yamada, Y. (1982) : “ Seismic response analysis for soil-tank system under the influence of fluid motion ”, 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Main Lecture, pp.1~30
- (18) 川井忠彦(1981) : 「新離散化モデルとその土質工学への応用」、土と基礎、Vol. 29, No.6, pp.1~6
- (19) 小林正樹(1982) : 「地盤の安定・沈下解析における有限要素法の活用」、昭和58年度港湾技術研究所講演会講演集、pp.71 ~101
- (20) 小林正樹(1984) : 「有限要素法による安定解析への精度向上について」、第39回土木学会年次学術講演会概要集、III160, pp.319~320
- (21) Matsui, T. and Abe, N. (1981) : “ Multi-dimensional elasto-plastic consolidation analysis by finite element method ”, Soils and Foundations, Vol.21, No.1, pp.79 ~95
- (22) Matsumoto, T. (1976) : “ Finite element analysis of immediate and consolidation deformations based on effective stress principle ”, Soils and Foundations, Vol.16, No.4, pp.23~34
- (23) 松本喬(1977) : 「高盛土下におけるコルゲートパイプの有限要素解析」、第12回土質工学研究発表会、pp.1217~1220
- (24) 松尾稔、富永真生(1975) : 土圧、土質工学基礎叢書7、鹿島出版会、pp.81~86

- (25) 松尾稔、木村孟、太田秀樹(1981) : 「新体系土木工学 19 土の力学(IV)-応力分散・安定・変形-」、土木学会編、技報堂出版
- (26) Mises, R. von (1928) : Mechanik der plastischen Formänderung von Kristallen, Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik (ZAMM), Vol. 8, pp.161~185
- (27) Murayama, S. and Shibata, T. (1958) : “ On the rheological characteristic of clay, Part 1 ”, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Bulletin, No. 2, pp.29~33
- (28) 西脇芳文、山崎剛(1986): 「都市域のNATMトンネルの挙動解析手法について」、第18回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.11~15
- (29) Ohta, H. (1971) : “ Analysis of deformations of soils based on the theory of plasticity and its application to settlement embankments ”, Dr. Eng. Thesis, Kyoto University
- (30) Ohta, H., Yoshitani, S. and Hata, S. (1975) : “ Anisotropic stress-strain relationship of clay and its application to finite element analysis ”, Soils and Foundations, Vol.15, No.4, pp.61~79
- (31) 太田秀樹、飯塚敦(1983) : DACSAR FEM プログラムマニュアル、京都大学工学部土木工学科
- (32) Ohta, H., Kitamura, H., Itoh, M. and Katsumata, M. (1985) : “ Ground movement due to advance of two shield tunnels parallel in vertical plane ”, 5th Int. Conf. on Numerical Method in Geomechanics, Nagaya, pp.1161~1166
- (33) Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y. (1985) : “ Undrained stability on Ko-consolidated clays ”, Proc. XI International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.613~616
- (34) Perzyna, P. (1963) : “ The constitutive equations for work-hardening and rate sensitive plastic materials ”, Proc. Vibrational Problems, Warsaw, Vol.4, No.3, pp.281~290

- (35) Poorooshasb, H. B., Holubec, I. and Sherbourne, A. N. (1966) : “ Yielding and blow of sand in triaxial compression, Part I ”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.3, No.4, pp.179~190
- (36) Prager, W. (1949) : Recent developments in the mathematical theory of plasticity, Journal of Applied Physics, Vol. 22, pp.235~241
- (37) Roscoe, K. H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A. (1963) : “ Yielding of clays in states wetter than critical ”, Geotechnique, Vol.13, pp.211~240
- (38) Sandhu, R. and Wilson, E. L.(1969) : “ Finite element analysis of flow in saturated porous media ”, Proc. ASCE, Vol.95, EM3, pp.641~652
- (39) Sekiguchi, H. and Toriihara, M. (1976) : “ Theory of one-dimensional consolidation of clays with consideration of their rheological properties ”, Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.27~44
- (40) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977) : “ Induced anisotropy and time dependency in clays, constitutive equation of soils ”, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics & Foundation Engineering, Tokyo, pp.229~238
- (41) Sekiguchi, H. (1984) : “Theory of undrained creep rupture of normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity”, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 1, pp.129~147
- (42) 柴田 徹 (1963) : 「粘土のダイラタンシーについて」、京都大学防災研究所年報、第6号、pp. 128~134
- (43) 庄子幹雄、岡林信彦、谷本治重、佐々木猛 (1974) : 「有限要素法による地下構造物の非線形解析」、鹿島建設技術研究所年報、第22号、pp113~120
- (44) Shoji, M. and Matsumoto, T. (1976) : “ Consolidation of embankment foundation ”, Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp59~74
- (45) 庄子幹雄、佐々木猛、森川誠司 (1985) : 「三次元弾塑性有限要素解析による地下空洞安定性の一検討」、土木学会第40回年次学術講演会、第3部門、pp.377~378

- (46) 庄子幹雄、松本喬、太田秀樹、飯塚敦 (1987) : 「仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析」、土木学会論文報告集、第388号 / III-8、pp.121~130
- (47) Shoji, M., Matsumoto, T., Morikawa, S., Ohta, H. and Iizuka, A. (1988) : “Deformation and stability analysis of soil structure by imaginary viscosity procedure”, Proc. of International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck.
- (48) Tamura, T., Kobayashi, S., Sumi, T. (1984) : “ Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method ”, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp34 ~42
- (49) Terzaghi, K. (1924) : “ Die Theorie der hydrodynamischen Spannungserscheinungen und ihr erdbautechnisches Anwendungsgebiet ”, Proc., Int. Congr. Appl. Mech., 1~228
- (50) Yokoo, Y., Yamagata, K. and Nagaoka, H. (1971) : “ Finite element analysis of consolidation following undrained deformation ”, Soils and Foundations, Vol.11, No.4, pp.37 ~58
- (51) Zienkiewicz, O. C. and Corneau, I. C. (1974) : “ Visco-plasticity –plasticity and creep in elastic solids– a unified numerical solution approach”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.8, No.4, pp.821~845

第4章 結論

本編では、施工手順を考慮した土構造物の挙動予測解析に関して、設計時にしばしば使用されている比較的簡便な手法から、現状において最も高度な解析手法に至るまで、それぞれどの程度の予測精度を有するのかを実際の工事に適用して、各解析法の有効性と問題点を検討した。その結果明らかになった事を以下に列記する。

- (1) 簡易予測法及び二次元線形弾性FEM解析では、施工手順を忠実に表現することはできず、非排水状態か過剰間隙水圧が完全に消散した状態(完全排水状態)しか表現できない。この状態は例えば盛土工事においては、非排水状態は初期盛土載荷直後に相当し完全排水状態は工事終了後数年経過した状態に相当する。このことは設計のように極端な状況を想定した解析には適しているが、施工時安全管理のように施工手順を追った時々刻々の挙動が必要な場合は適用できない。
- (2) 解析に必要な物性パラメータを得るための土質試験が用意されている例が少なく、調査の時点で綿密な解析計画を立てそれに対応した土質調査及び試験計画を立てる必要があるが、コスト等の理由からそれが不可能な場合には、高有機質土を除いて Iizuka and Ohta (1987) による塑性指数 (PI) から系統的に各種パラメータを決定する方法が有効である。
- (3) 簡易予測法及び二次元線形弾性FEM解析による変形の計算値と実測値との比較を見ると、シールドの簡易予測値は実測値の10倍以上、210Cuを用いたFEM解析値は実測値より小さ過ぎるということを除くと、計算値は実測値の約 1/4~5倍の範囲にある。つまり、余り予測精度は高くない。
- (4) 盛土の沈下量と側方変形については、線形FEM解析では沈下量、側方変形を同時に実測値に追従させることは難しい。また、土留め壁の挙動予測についても線形FEM解析では掘削面のリバウンドが大きく生じ過ぎ土留め壁に不自然な回転変形を与えてしまう。
- (5) 仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析 (LIMDAC-3D) [庄子・松本・太田・飯塚(1987)、Shoji, Matsumoto, Morikawa, Ohta and Iizuka (1988)] を

用いると荷重の漸増と圧密に伴う地盤の弾塑性的な変形・応力の挙動と破壊域の進行状況を地盤の極限状態に至るまで有効応力に基づいて統一的に解析ができる。したがって、簡易予測法や二次元線形弾性FEM解析と違って施工手順を正確に追え、施工安全管理にも十分適用できる。

- (6) LIMDAC-3D による解析は入力物性パラメータを正確に評価してやりさえすればかなり高い予測精度を有しているが、高有機質土の物性パラメータと原位置での透水係数を正確に評価するのはかなり難しいようである。
- (7) LIMDAC-3D による解析は大型コンピュータを使用しても計算時間が非常にかかるという欠点がある。

以上のことを踏まえ、施工時安全管理を行うにあたり注意すべきことを以下に列記する。

- (1) 施工時安全管理を行うには観測が不可欠で、沈下計、変位計、水圧計、土圧計、傾斜計を合理的に配置する必要がある。そのためには安価な計測器を開発する必要がある。
- (2) 施工時安全管理を目的とした解析は LIMDAC-3D が最適であるが、土質パラメータの事前評価は必ずしも正確とはいえず、逆解析等からパラメータを逆算してやる必要がある。
- (3) LIMDAC-3D を利用して、現場と支店及び本社とを結ぶネットワークを通じ、リアルタイムに安全管理を行うためには超大型コンピュータが必要である。。

参考文献

- (1) Iizuka, A. and Ohta, H. (1987) : “ A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis ”, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp.71~87
- (2) 庄子幹雄、松本喬、太田秀樹、飯塚敦(1987) : 「仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析」、土木学会論文報告集、第388号/Ⅲ-8、pp.121~130
- (3) Shoji, M., Matsumoto, T., Morikawa, S., Ohta, H. and Iizuka, A. (1988) : “Deformation and stability analysis of soil structure by imaginary viscosity procedure”, Proc. of International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck.

第2編

情報施工システムに関する研究

第5章 序論

盛土や切土を主体とする土構造物の建設は、土木工事の中でも一番古い歴史を有しており人類は土の挙動特性に関する知識や経験は豊富に持っている。そして土質力学の進歩、建設機械の高度化、社会資本投資の充実により、今日では非常に大規模な土工事が可能となった。

第1編第1章の図-1.1.2に示したように著者の所属する建設会社における建設工事原価の10%を土工事が占めている。同社の昭和60年度の受注額は9417億円[鹿島建設決算短信(1985)]で、これは日本における建設投資の約1.7%に相当する。したがって、他社においても同社と同じ土工事の比率を有していると仮定すると昭和60年度の日本における土工事は約5兆5000億円にも達する。

これほど長い歴史と豊富な経験を有し、現在でも多くの土工事を行っているにもかかわらず、第1編で考察したように施工前に土構造物の挙動を確実に予測するのは難しい。

このような予測と実際とのギャップを埋め合わせるのが情報施工という工学的手法で、この考えの原点はTerzaghi and Peck (1948)が提唱したObservational Procedure(現場計測工法)で、彼らは次のように述べている。『地盤調査の結果には、実に多くの不確実性が含まれている。極端な場合には設計の基礎となる概念が、実情とかけ離れた極めてラフな仮定に過ぎないことがある。このような場合、現場計測工法によって初めて事故の危険から逃れることができる。この方法は工事中できるだけ速やかに適切な計測を行って、設計者が考えていた状態と実情との相違点を見つけ、計測結果をよく検討した上で、設計または施工法を修正することである。』

日本では、日本道路公団によって名神高速道路の建設に伴い盛土下の軟弱地盤の挙動が多くの地点で計測され施工へ反映されて[日本道路公団(1965)、持永(1986)]以来、大プロジェクトでは計測を行い施工中の挙動を把握しようとする努力がなされ、昭和50年頃までに現場計測工法という概念はほぼ定着したようで、それらの集大成が柴田編著(1979)の「建設技術者のための現場計測工法」としてまとめられている。昭和50年以降ミニコンピュータの進歩に伴い計測とコンピュータが

結び付き、観測結果を施工に積極的に反映させていく機運が高まり、名称も情報化施工と名付けられ土質工学会誌(1982)の「土と基礎」では“情報化施工”の小特集が組まれたり、最近では土質工学会(1986)から「情報化施工とマイコンの利用」が出版され現場技術者への啓蒙も行われている。

著者は現在、情報化施工は現場技術者にもかなり定着し、情報施工の時代に入っていると認識しているが、情報施工を真の意味で成功させるには、次の6つのことがさらに必要であると考えている。

- (a) 情報施工のプロセスをよく見通した地盤調査
- (b) 施工手順を踏まえた事前挙動予測解析による挙動予知
- (c) 挙動予知に基づいた計測配置計画
- (d) 計測器、記録器を含めた安価でかつ人手のかからない計測システムの開発
- (e) 得られた観測値のフィードバック手法の開発とその応用法の確立
- (f) リアルタイムに次工程の挙動予測と対策の立案を実施するためのコンピュータネットワークの構築

上記のうち(b)については、すでに第1編で検討を行ったが、本編(第2編)では(c)～(f)について研究・開発を行うことを目的としている。すなわち、第6章では、従来の計測管理システム及び情報化施工システムに関する研究を調査し、上で述べた問題点を洗い出している。第7章では計測配置計画を含めたフィードバック手法としてのFEM逆解析プログラムを開発し[Shoji, Ohta, Arai, Matsumoto and Takahashi(投稿予定)]、その応用法について考察を行っている[Shoji, Ohta, Matsumoto and Morikawa(投稿予定)]。第8章では、安価で人手のかからない計測システムの概念作成を含めたコンピュータネットワークシステムの構築を行い、リアルタイムに次工程の挙動予測と対策の立案及びその実施が行える体系を開発した。なお、計測システムの開発は第3編で行っている。

参考文献

- (1) 土質工学会誌(1982) : 「土と基礎」、Vol. 30、No. 7、Ser.No. 294
- (2) 土質工学会(1984) : 「情報化施工とマイコンの利用」、土質工学会
- (3) 鹿島建設(株)(1985) : 「昭和60年度11月期決算短信」
- (4) 持永龍一郎(1986) : 「軟弱地盤における高速道路盛土の沈下特性に関する研究」、東京大学学位申請論文
- (5) 日本道路公団(1965) : 「日本道路公団高速道路試験所報告、名神高速道路編」、Vol. 30、No. 20
- (6) 柴田 徹編著(1979) : 「建設技術者のための現場計測工法」、日刊工業新聞社
- (7) Shoji, M., Ohta, H., Arai, K., Matsumoto, T. and Takahashi, T. (投稿予定) :
“Two-dimensional consolidation back-analysis”, Soils and Foundations
- (8) Shoji, M., Ohta, H., Matsumoto, T. and Morikawa, S. (投稿予定) : “Safety control of embankment foundation”, Soils and Foundations
- (9) Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948) : “ Soil mechanics in engineering practice ”, John Wiley & Sons (第1版)

第6章 従来の計測管理システムに関する研究

6-1 概説

近來、土に関する工事への計測及びコンピュータ技術の浸透は目をみはるもので、単なる計測管理から情報化施工さらに時代が進んで情報施工という概念が形成されつつある。土に関する工事の施工中の挙動が事前に正確に予測できれば、このような概念は出現しないと思われるが、第1編で考察を試みたように予測解析技術は高度化し、かなり高い精度で予測できるとはいうものの、計画、調査、設計段階での不確実性[松尾・川村(1980)]のために施工段階に大きな影響を与え予測解析からその挙動が大きくズレることがあることも事実である。

現在の情報施工の基本理念を提唱したのは、前述のTerzaghi and Peck (1948)であるが、日本では盛土下の軟弱地盤の挙動が多く の地点で計測され施工へ反映された名神高速道路の建設[日本道路公団(1965)]が、現場計測工法を取り入れた最初で、この間に17年間の開きがある。さらに、昭和50年以降ミニコンピュータの進歩に伴い計測とコンピュータが結び付き、観測結果を施工に積極的に反映させていく機運がさらに高まり、松尾・川村(1975)が盛土に関して情報化施工に関するシステムの提案と評価を最初に行って以来情報化施工という言葉と概念が急速に広まったようである。

しかし、情報施工を完成させるためには技術者として次のことに留意しなければならない。

- (a) 現場で何をどの場所でどのようにして計測すればよいか。
- (b) 得られたデータをどういう基準ないし指標で施工の安全性の判断とするか。
- (c) どのようなシステムを経済性を考慮して構築すればよいか。
- (d) アクションの妥当性を評価するためのフィードバック手法として何を用いるべきか。

上記4項目について本章ではその現状を調査し検討する。

なお、6-6の問題点の整理でも述べるが、上記4項目については個々にも総合的にも現状ではかならずしも明確化されているとは判断できないので、本章ではあえて情報施工システムという言葉を使わず計測管理システムという名称としている。

6-2 計測の目的と項目

6-2-1 目的

従来の計測管理システムが主として何を目的としていたかをまず述べる。著者が副委員長を務める[土木学会建設マネジメント委員会]では、[現場計測システム小委員会]が、現場計測システムに関するアンケート調査を行い報告書にとりまとめている。アンケートは計測を実施している土木工事を対象とし、アンケート回答総数は144件であった。

表-6.2.1 に工種別の計測目的に関するアンケート結果を示している。ただし、表中掘削1は建設基礎、根切り等を指し、掘削2は開削、管路埋設等を含む。また施工管理とは原価、工程、品質管理のことを指している。

これによると、現場計測の目的は一工事当たり複数の目的を持っており、多い順に、① 安全管理、② 設計法の確認・修正、③ 施工管理、④ 構造物の維持・管理、⑤ 事前調査である。工種によって目的及び各目的の占める割合が異なっており、本研究第1編で対象とした工種についてみると、盛土では施工管理を目的としたものが多く 53.8%、土留め工(掘削1)では安全管理 91.1%、設計法の確認 58.9%、となっており、シールド工は安全管理 31.8%、施工管理 28.2% である。土留め工を除いては単目的である。

一方、表-6.2.2 では第1編で対象とした工事での目的及び計測項目について示している。土留め、シールドについては、それぞれ安全管理、施工計画及び研究・調査が目的でアンケート結果と同様である。盛土については、試験盛土では当然のことながら事前調査が目的でアンケート結果と直接比較することはできないが、造成盛土工事で安全管理を主目的としている点でアンケート調査とやや異なっている。アンケートで施工管理を目的とする工事が多い理由は対象が道路盛土及び鉄道盛土が多いためであろう。

計測の目的として工事を請負う建設業者からみれば実際には施主へのデータ提出に焦点が置かれているような場合もあり、目的が必ずしも固定されてはおらず、各工事の状況に応じて対処しているのが現状といえる。

表-6.2.1 工種別の計測目的 [土木学会 (1986)]

(単位: %、項目数)

計測目的 工 種	a. 施工 管理	b. 安全 管理	c. 設計 法の 確認	d. 事前 調査	e. 維持 管理	f. その 他	平均の計 測目的数
① 掘削1	84.8	91.1	58.9	0.0	12.5	25.9	2.2
② 掘削2	34.0	74.0	64.0	2.0	28.0	22.0	2.2
③ 盛土	53.8	10.3	28.2	0.0	7.7	2.6	1.0
④ ダム	62.5	0.0	0.0	0.0	12.5	37.5	1.1
⑤ 埋立等	18.8	6.3	18.8	0.0	18.8	37.5	1.0
⑥ 施設基礎	15.2	21.7	37.0	0.0	6.5	19.6	1.0
⑦ トンネル	31.4	59.0	67.6	0.0	10.5	42.9	2.1
⑧ シールド	28.2	31.8	14.5	2.7	11.8	10.9	1.0
⑨ 橋梁	52.4	0.0	66.7	0.0	19.0	0.0	1.4
⑩ その他	35.6	17.8	40.0	6.7	4.4	22.2	1.3
全 体	33.2	46.9	44.9	1.3	12.3	22.8	1.6

(注) 回答は、複数回答なので工種別合計は100%を越える。
全体は、全工事の計測目的の分布である。

表-6.2.2 工事別の計測目的及び計測項目

工 種		盛 土						土留め			シールド	
工事名		現場 1	現場 2	現場 3	現場 4	現場 5	現場 6	現場 7	現場 8	現場 9	現場 10	現場 11
目的	安全管理				○	○	○	○	○	○		
	設計法の確認											
	施工管理				○						○	○
	研究・調査										○	○
	維持・管理											
	事前調査	○	○	○								
計測項目	地表面沈下	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	層別沈下	○	○	○	○		○					
	地表面水平変位	○	○	○	○	○	○	○	○			
	地中側方変位	○			○	○	○	○	○	○	○	
	間隙水圧	○		○	○	○	○				○	
	地下水位	○	○				○	○		○		
	揚水量	○					○					
	土圧							○	○	○		
	水圧								○			
	土留め応力								○			
	切梁軸力							○	○	○		
	切梁温度								○	○		

土留め壁に関しては、労働安全衛生法の労働安全衛生規則によって7日以内ごとに部材の変形や切梁の緊圧を測定するよう義務づけられているが、情報施工が声高く叫ばれている昨今にもかかわらず、現場計測を施工安全管理や施工の合理化につなげるべく有効利用している現場は一部の土留め工を除いて比較的少ないということがうかがえる。

6-2-2 計測項目と計測器

6-2-2-1 計測項目

計測項目は現場計測の目的と得られたデータをどのように解析し利用するかによって決まってくるが、土木学会で行ったアンケート結果(1986)を再度引用すると表-6.2.3のようになる。

一工事当たりの計測項目数は平均すると3.5項目であり、多い順に示すと、① 変位・ひずみ、② 応力・軸力、③ 沈下・層別沈下、④ 位置・傾斜、⑤ 土圧・水圧、⑥ 温度、⑦ その他である。また、本論文で対象としている11現場については表-6.2.2に示す通りである。この表からわかるように地表面沈下が全工事で測定されており、それ以外の計測項目については工種ごとに違いがある。すなわち、盛土では地表面水平変位、層別沈下、地中側方変位及び間隙水圧、土留めでは地中側方変位、地表面水平変位、土圧、切梁軸力、温度、地下水位が計測対象となり、シールドについては計測項目が少ないといえる。

前項で述べたように計測目的が各工事ごとに異なっており、それに従って計測項目も異なっているのが現状で、標準的な計測システムが構築されていないことを示している。本編の主たる興味は施工安全管理にあり、その観点からみると土留め工は比較的施工安全管理を目的とした計測が多く、計測項目もばらつきが少なく標準システムが構築される可能性を示している。ただし、先に述べたように計測項目は計測目的と得られたデータのフィードバック手法により決まるべきもので、6-4で述べるが現在ではまだフィードバック手法が確立していないためデータの有効利用が充分なされていない感がある。これを確立することが本論文の主たる目的の一つで本編第7章、第8章で詳細な考察を行う。

6-2-2-2 計測器

計測器は、土圧、水圧、荷重、傾斜、温度、沈下、隆起、水平移動、ひずみ、変位等、地盤の変状を検知するセンサ群、そのセンサ群をコントロールする制御機器、検知されたデータを表示、記録する測定器もしくは自動記録器、さらにデータ処理やシステム全体を制御するためのコンピュータという全体システムとしてとらえるべきであるが、本項ではその中で特に重要な役割を果たすセンサについての現状を調査する。全体システムとしての調査は6-4で行う。

センサの大半が電氣的な信号を出力する場合が多く、土質工学会編(1986)の「情報化施工とマイコンの利用」では作動原理によるセンサの分類を表-6.2.4のように示している。この表からもわかるように、同じ量を測定するにしても原理の異なる多種類のセンサがある。これは、測定範囲や精度、対象の大きさ・形状・強度等の制約条件に起因するものである。このように多種類あるセンサから所定の目的を達すべくどのようなセンサを選べばよいか、Newton別冊「センサのすべて」(1985)では図-6.2.1のような検討フローを提示している。この検討フローはセンサ選択に関する基本的な概念であるが、土構造物に対しても適用できるものである。

一方、一般的にセンサは長さ・変位や力・圧力、温度等の基本的な量を検出する「基本センサ」とそれを応用もしくは複合して厚さや水位、流量等を測る「応用センサ」に分類できるが、土構造物の挙動計測によく用いられる基本センサのうち代表的なものについて、そのメカニズムと特徴の概要について主としてニュートン別冊「センサのすべて」(1985)を参考に、以下に述べる。

6-2-2-2.1 ポテンショメータ

ポテンショメータは、回転型と直線型があり、いずれも回転軸もしくは直線的に移動する摺動片が抵抗体の上をスライドし、摺動片と抵抗体端子の間の抵抗値が回転角もしくは摺動片上の変位の大きさに比例して変化する。この抵抗体に一定電圧をかけておくと摺動片によって分圧された電圧を取り出すことができ、回転角もしくは変位がわかる。抵抗体としては抵抗線を巻いたもの、導電プラスチックを用いたもの、磁気抵抗素子を用いたもの等があり、記述の順に分解能が

高い。後述する他のセンサと比べ精度面では劣るが、安価であるという特徴を有している。これを用いた計測器として、沈下計、水位計、傾斜計、変位計等があげられる。

6-2-2-2.2 ひずみゲージ

金属線の抵抗は、その断面積や長さの違いにより異なり、材質が同じ場合には断面積が小さいほど、また長さが長いほど抵抗性が大きくなる。ひずみゲージはこの性質を利用したもので、測定対象物体にひずみゲージを貼りつけておいて、電気抵抗によってその変形量を計測する。実際の測定では、伸びる側と縮む側の両面にひずみゲージを貼り、ブリッジ回路を用いて差動的に電圧変化として信号を取り出すことによって温度による影響を軽減している。金属線ひずみゲージには、線ゲージと箔ゲージがある。金属の代わりに半導体を用いるものもある。これは、半導体におけるピエゾ抵抗効果を利用したものである。半導体中には、電圧を加えると自由に流れ得る電荷と、そうでないものがある。この比は半導体を構成する材料や結晶の構造中に含まれる不純物の量や種類、温度等によって決まるもので、自由に流れ得る電荷が多ければ、同じ値の電圧を加えた場合、多くの電流が流れ、その抵抗が小さい。したがって半導体に外部より変形を与えると、結晶の構造が変化し自由に流れ得る電荷の量が変化する。この性質をピエゾ効果と呼んでいる。半導体型ひずみゲージの方が分解能が高いが金属型ひずみゲージもかなり分解能が高い上、価格も安いため非常に良く使われているが、出力が小さいため増幅器が必要となる。この欠点を補正するものとしてカールソン型のひずみゲージがある。これは細い金属線としてピアノ線を使用しており、抗張力を高めることにより計測可能ひずみ量が非常に大きくなり増幅しなくても精度のよい検流計で測定ができる。ひずみゲージを用いた計測器として荷重計(ロードセル)、鉄筋計、変位計、土圧計、間隙水圧計等があげられる。

6-2-2-2.3 差動トランス

差動トランスは3つのコイルよりなり、コアがコイルの中を直線的に動く。中央のコイルに交流電流を流し、左右のコイルから差動的に信号を取り出しコアの

位置を検出する。コアが左右対称の位置、すなわち中央に位置している時は、左右のコイルに誘起される交流電圧は等しくなり、差動的結線により両コイルからの電圧波形は逆位相となり、その結果増幅器の出力はゼロとなる。一方、コアの位置が中央からずれると、左右コイルの誘起電圧に差が生じ、増幅器の出力にその差に比例した交流電圧が現れ、コアの変位がわかる。差動トランスによる変位測定は1マイクロメートル(μm)から150mmくらいの範囲で安定に行うことができる上、感度が高く(変位1mm当たりの出力電圧はおよそ0.1~1.5v程度)、小形、軽量のため比較的高精度を要求される場合によく用いられるが、欠点として零点における残留電圧があることと、周囲磁界の影響を受けること及び価格が比較的高いことがあげられる。ロードセル、土圧計、変位計、間隙水圧計、ひずみ計、鉄筋計、傾斜計など、センサとしては一番頻度が高く使用されている。

6-2-2-2.4 サーボアクセルメータ

自由に移動できるようにしたおもりに変位を生じさせる変形や加速度が生じた場合に、この変位をもとの位置に保つために力を発生させ平衡させることによって変位や加速度を検出させるセンサである。すなわち、おもりを磁芯とする検出用コイルが変位に対応した電圧を生じ、この電圧をサーボ増幅器に入力し、その出力電流をおもりに取り付けたコイルに流す。するとコイルに発生する磁界の関係で、おもりに振れを引き戻す力が働く。この時、このコイルに流れる電流は、おもりに加えられた変形に比例しているので電流を測定すれば変位や加速度が計測できる。このセンサは広範囲のレンジで高精度である上、小型で直線性も良い。一方、そのメカニズムが複雑であるため非常に高価である欠点を有している。傾斜計や加速度計によく用いられている。

6-2-2-2.5 感圧導電ゴム

感圧導電ゴムはシリコンゴムと炭素粒子を特殊な方法で組み合わせたゴムシートで普通の時は絶縁状態にあり、圧力を加えるとその大きさに応じて電気抵抗が変化するもので、詳細については第3編で論じる。

この他に、光導電素子や渦電流を用いたセンサ、振動弦型ひずみ計等がセンサとしてあげられるが土構造物の計測に使用されている例は比較的少ない。

一方、沈下や地表面水平変位、土留め壁の変形は電氣的なセンサを用いず直接レベル測量や巻尺、下げ振りを用いて計測している場合も非常に多い。この方法は確実で安価であるが、計測に要する人件費が多大となる上、情報施工を指向する場合コンピュータへの入力にも人手がかかる上、誤入力も起こり得るという欠点がある。しかし、最近測量機器の発達もめざましく発光ダイオードとエレクトロニクス技術を利用した光波距離計は操作が簡単な上、測量結果を記録するマイクロコンピュータを内蔵しているため、従来のトランシットやレベル測量機の欠点を補えるようになっている。以下にその概略を記す。

6-2-2-2.6 光波距離計

光波距離計は照準標点として反射プリズムを用いる。望遠鏡で反射プリズムを視準して発光ダイオードにより光を 10m 間隔ごとに間断的に出して反射プリズムにより反射して返ってくる光を受光ダイオードによって受けるが、発光と受光とにずれが生じている。このずれを電気部の中で電気信号に変えてからデジタル位相計によって計算し距離を出している。さらにマイクロコンピュータを搭載しているので瞬時に水平距離、高低差が計測でき、記録された結果を現場のパソコンへ RS-232C を介して移すこともできる。計測精度も $\pm 2\text{mm} \sim \pm 5\text{mm}$ と高いが価格も通常のトランシットの 3~5 倍と高価である。

一般に建設分野における計測器の信頼性はあまり高くないと言われており、加登(1985)は、他の工業製品と比べて土木計測器の故障率の高さを図-6.2.2 で示している。これは製品の故障率が、生産台数に逆比例する傾向にあることを示しており、受注生産方式により工程の遅れが計測器の製作・検査の工程にしわよせがいくことを考えれば当然とも言える。また、劣悪な環境条件下で使用されていることによることも言うまでもないことである。

アンケート結果(土木学会、1986)によれば、表-6.2.5に示すように計測器の故

障原因は破損・断線が多く、特に電線の接続部に対する強度、耐熱性の検討、計器の設置を慎重に行うことが必要とされる。

表-6.2.3 工種別計測項目数[土木学会、(1986)]

(単位:件数、項目数)

工 種	工 事 件 数	a. 土 圧 水 圧	b. 沈 下 層 別 沈 下	c. 応 力 軸 力	d. 変 位 ひ ず み	e. 位 置 傾 斜	f. 温 度	g. そ の 他	合 計	平均の計 測 目 的 数
㊶ 掘削1	27	20	12	25	10	25	16	4	112	4.2
㊶ 掘削2	14	5	5	12	7	11	7	3	50	3.2
㊶ 盛 土	10	10	15	0	8	3	0	3	39	3.9
㊶ ダ ム	4	0	2	0	3	0	3	0	8	2.0
㊶ 埋立等	4	3	2	1	6	2	1	1	16	4.0
㊶ 施設基礎	9	3	7	10	12	4	9	1	46	5.5
㊶ トンネル	28	14	18	24	27	10	7	5	105	3.8
㊶ シールド	22	11	11	8	7	12	6	4	59	2.7
㊶ 橋 梁	7	2	2	4	7	2	4	0	21	3.0
㊶ その他	19	2	1	12	12	5	9	4	45	2.4
合 計	144	70	75	96	99	74	62	25	501	3.5

(例) 掘削1は27工事のデータがあり、そのうち20件は土圧・水圧を計測し、12件は沈下・層別沈下を計測している。

表-6.2.4 作動原理によるセンサの分類[土質工学会(1986)]

大分類名	中分類名	中分類 記 号	型式 記号	型 式 名	代 表 的 な 応 用 計 器			
					土 圧 計	間隙水圧計	層別沈下計	地中変位計 (傾斜計)
機械系	機械式	A	A1 A2	スクリュウポイント式 クロスアーム式			○ ○	
	液体式	B	B1 B2 B3	マノメータ式 液体平衡弁(グレーツェル)式 空気バランス式	○ ○	○ ○ ○	○	
	電気抵抗式	D	D1 D2 D3 D4	ひずみゲージ 半導体ゲージ式 カールソン式 ポテンショメータ式	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○	○
電気系	差動トランス式	E	E1 E2 E3	交流零位式 交流直偏式 直流直偏式	○ ○ ○	○ ○ ○		○ ○ ○
	デジタル式	F	F1 F2	クォーツ式 振動弦式	○ ○	○		
	サーボ式	G	G1	サーボ式				○

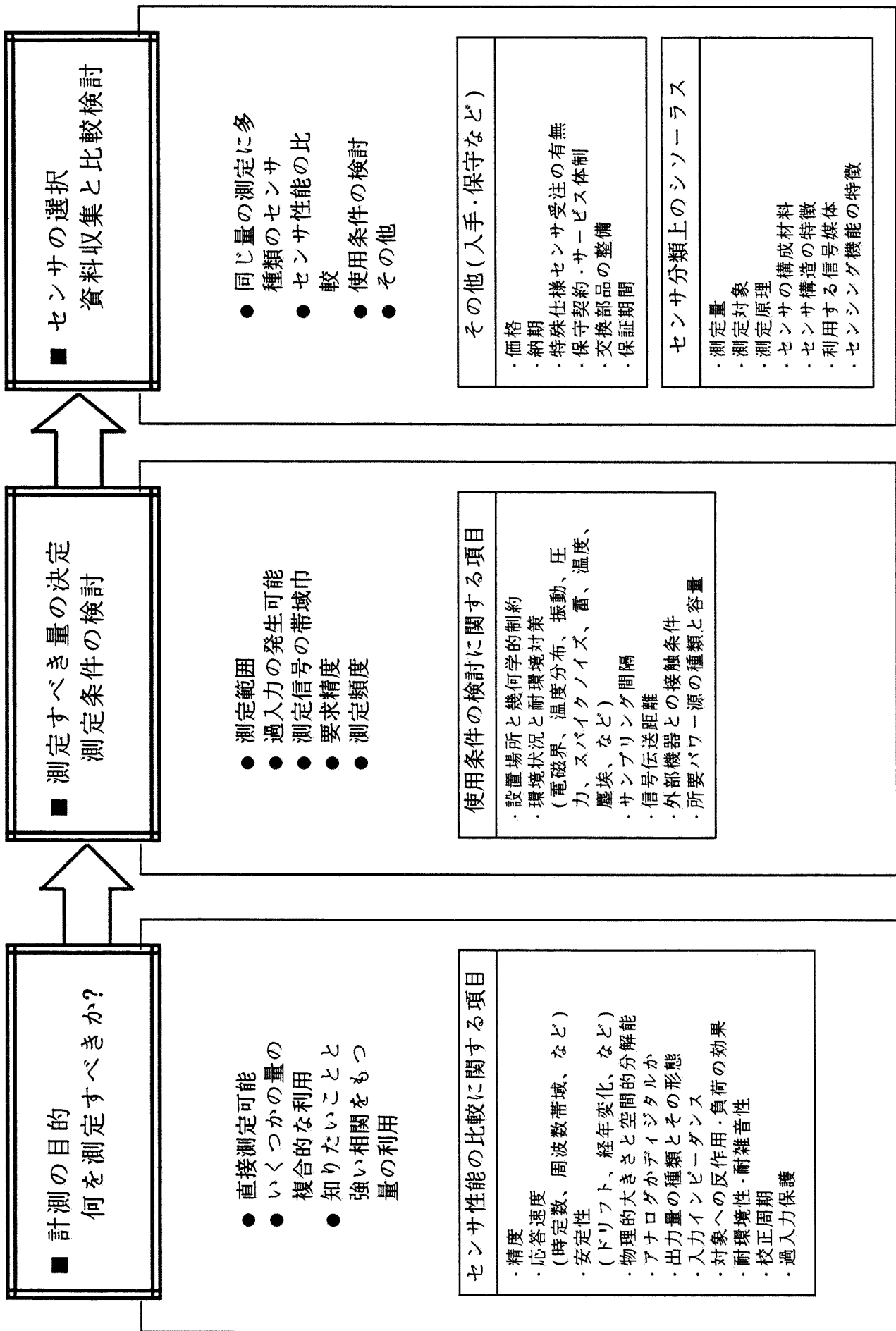


図-6.2.1 計測器(センサ)選択のフロー [ニュートン別冊(1985)]

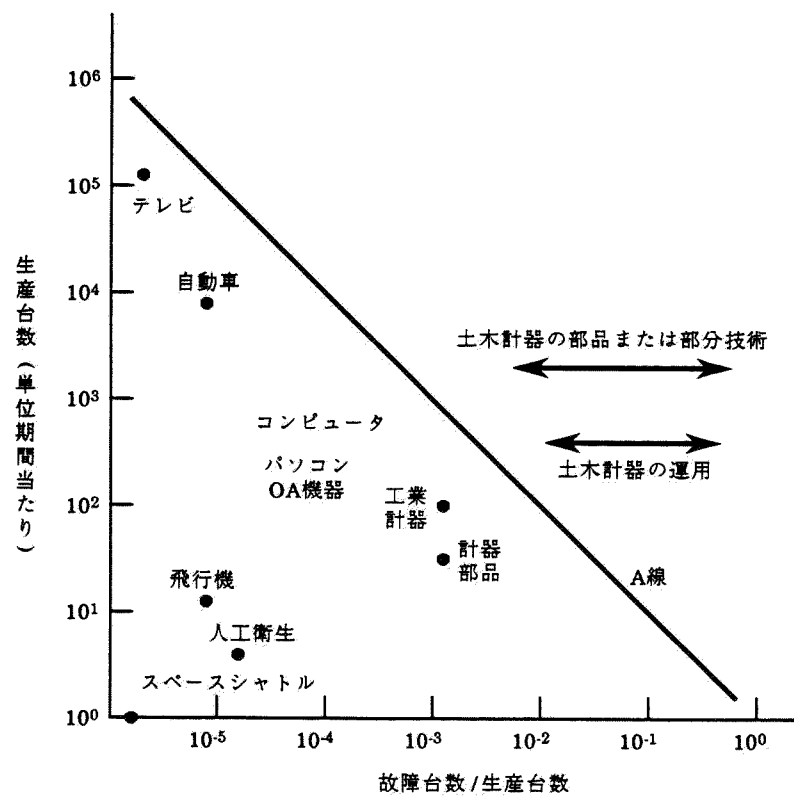


図-6.2.2 製品の生産台数と故障率 [加登(1985)]

表-6.2.5 計測器の故障原因[土木学会、(1986)]

(単位: %)

故障原因 工 種	a. 破損 断線	b. セン サー 故障	c. 絶縁 不良 ノイズ	d. シス テムの 精度	e. 温度 湿度 風雨	f. その他	合 計
① 掘削1	45.1	9.0	31.3	0.0	4.8	9.6	100.0
② 掘削2	51.4	1.4	8.6	0.0	0.0	38.6	100.0
③ 盛 土	57.6	0.0	15.2	0.0	0.0	27.3	100.0
④ ダ ム	0.0	75.0	25.0	0.0	0.0	0.0	100.0
⑤ 埋立等	28.6	17.9	35.7	0.0	17.9	0.0	100.0
⑥ 施設基礎	25.0	5.6	47.2	0.0	5.6	16.7	100.0
⑦ トンネル	66.3	7.5	10.6	0.0	10.9	4.5	100.0
⑧ シールド	17.3	10.7	12.0	21.3	8.0	30.7	100.0
⑨ 橋 梁	59.4	0.0	40.6	0.0	0.0	0.0	100.0
⑩ その他	52.9	0.0	47.1	0.0	0.0	0.0	100.0
全 体	46.9	8.0	19.7	3.3	6.4	15.7	100.0

(注) 回答は複数回答であるが、複数の事例は極めて少数であったので、合計を100%として計算している。
全体は、全工事数の故障原因の分布である。

6-3 管理基準

計測によって得られたデータを施工安全管理に反映させるためには、何らかの管理項目及び管理基準値が必要である。ここでは管理基準値あるいは現場挙動指数といったものが明確になっているかどうか、どのような手法があり、特徴は何かについて述べる。

管理基準の考え方は工種によって異なるので、盛土、土留め、シールドの3工種についてそれぞれ述べる。

6-3-1 土留め壁

管理基準の考え方が比較的しっかりしていると考えられる土留めの場合は、一般的に数段階の管理基準を設けるのが普通である。現在、著者の所属する建設会社では土留め壁の基準として表-6.3.1に示すものを採用している。すなわち、管理基準値の考え方として、2通りあり、測定項目①、③のように設計値に基づく場合と測定項目②、④のように材料の許容応力度に基づく場合とがある。前者は第1次管理基準をそのまま用い、後者は第2次管理基準にその値を用い、80%の値を第1次管理基準としている。第2次管理基準値を上回るような事態になった場合に工事を一時中断し、架構全体について再検討が必要となる。第1次管理基準値以下では特に問題なしと考え、管理基準値をかなり下回る場合には土留め架構の変更(切梁架設段数の省略、切梁の深さ方向の間隔変更、切梁解体時期等の変更)が可能か検討を行い、経済的な施工法をとることができると考えている。第1次管理基準値と第2次管理基準値の間にある場合は、現時点では特に問題ないが次工程で第2次管理基準値を越えないかどうか、第7章で述べるフィードバック手法によりチェックすることが必要であるとしている。

他に管理基準値の目安としては、幾田(1984)が表-6.3.2に示すものを提示している。更に計測によらない目視による観察項目として、土留め壁の亀裂があげられる。

表-6.3.1 土留めの管理基準

測定項目		比較の対象となる数量	第1次管理基準	
			第1次管理基準	第2次管理基準
①	山留め壁にかかる側圧・水圧	地表面からの各次限切り底までの区間についての設計側圧分布	100%	—
②	山留め壁の応力	1) 鉄筋の許容引張応力度 2) 各深さでの許容曲げモーメント	80% 80%	100% 100%
③	山留め壁の変形	仮設計画当初のプログラムアウトプット値(各工事段階について)	100%	—
④	切梁軸力	各段切梁についての許容圧縮軸力	80%	100%

表-6.3.2 土留めの管理基準値を決める目安[幾田(1984)]

対象物		目安の範囲
山留め架構	山留め壁の応力	(長+短)/2~短
	山留め壁の変形	1/200 かつ設計クリアランス以下
	切梁軸力	(長+短)/2~短
	切梁架構の平面度	1/100
	腹起こし	(長+短)/2~短
周辺のもの	周辺地盤の沈下	傾斜: 1/500~1/200
	周辺埋設物	管理担当者と協議
	ガス	
	上水	
	下水	
	地下鉄	傾斜: 1/1000~1/300
	周辺建物	

6-3-2 盛土

盛土の場合は土留めのように土留め壁、切梁等を主構造とするものと異なり、不均一、不均質で複雑な挙動を示す地盤そのものが対象となるため、事前予測解析結果あるいは土質試験による物性値に基づいて管理基準を決めるというところまでには至っていない。

盛土の管理方法には大別すると沈下管理法と安定管理法がある。沈下管理法を現場管理に用いるのは6-2で定義した施工管理に用いるためで、主たる目的は以下の通りである。

- (a) 理論解析もしくは予測解析結果で求められた沈下傾向を動態観測によってチェックし施工工程の修正を行う。
- (b) 軟弱地盤の沈下特性を求め圧密状況を把握すること及び残留沈下量を算出し仕様通りの土構造物を造る。
- (c) プレロードの放置期間及び撤去時期、追加盛土の決定を行う。
- (d) 周辺構造物への影響を検討する。
- (e) 盛土量、撤去土量の算出に利用する。

沈下量は現場の土質によって異なるので管理基準値は現場ごとに異なったり、管理の目的から基準値を設けない場合もある。

一方安定管理法の目的は以下の通りで、いわゆる施工安全管理を目途としたものである。

- (a) 設計によって立てられた施工計画通りの盛立て速度であるかの管理を行う。
- (b) 基礎地盤内の間隙水圧と沈下量の測定と設計とを対比して異常な過剰間隙水圧の発生をチェックするとともに圧密進行状況の把握を行う。
- (c) 地表面変位及び地中変位量と変形速度を測定し安定性の評価を行う。

この管理基準は安定管理予測法に依存しており、柴田編(1979)の「建設技術者のための現場計測工法」に詳しく書かれているが、そのうち代表的なものについて論述する。

松尾・川村(1975)の方法は、盛土中心部の沈下量 S_v と法尻の側方変形量 S_h のデータを用いて、 $S_v - S_h / S_v$ 関係をプロットし、過去のデータから求めた破壊基

準線と比較し、破壊までにどれだけの余裕が残されているかを判断するものである。過去のデータから求まる破壊基準線は任意の盛土荷重 P_i と破壊荷重 P_f との比 P_i/P_f をパラメータとした線で経験的に $P_i/P_f = 0.8 \sim 0.9$ においてクラックの発生をみるケースが多いといわれている。盛土が安定であっても周辺構造物への変位が発生すると補修手直し工事となるため、 $P_i/P_f = 0.8$ すなわち安全率 1.25 を管理基準値とすることが多い。

各工事での $S_v - S_h / S_v$ 関係を示したのが図-6.3.1である。破壊基準線に近づいていくか遠ざかるかで、盛土の安定性を判断することができるのもこの方法の特徴である。

柴田・関口(1980)の方法は、各次盛土中の盛土圧の増分 Δq と一定期間 Δt 後の法尻の側方変形量の増分 ΔS_h を用いて $\Delta q / \Delta S_h - q$ 関係をプロットし、横軸(q 軸)との交点を限界盛土圧 q_f とする考えで、 q / q_f が安定性の目安となる。 $\Delta q / \Delta S_h$ を側方変形係数と呼び、栗原・高橋(1979)は盛土幅 B 、軟弱層 D の比 B/D と破壊の兆候が表れたときの側方変形係数との関係を示し(図-6.3.2)、 $\Delta q / \Delta S_h = 15 \text{tf/m}^3$ という目安を与えている。

Höeg、Andersland and Rolfesen (1969) は、図-6.3.3 に示すように盛土圧 q と過剰間隙水圧の関係から、過剰間隙水圧が急増し、折点となり、その時の盛土圧を q_y とし、限界盛土圧を q_f とすれば経験的に $q_f / q_y = 1.4 \sim 1.7$ となる。したがって折点で安全率が 1.4~1.7 程度は確保されているとの判断資料とすることができる。

以上のことをとりまとめたものを表-6.3.3 に示す。現在どの管理基準を用いるかは企業者もしくは施工業者の判断にまかされており標準化されていないが、松尾・川村(1975)の方法が比較的よく用いられている。

計測データ以外に、管理上の観察項目としては、クラックの発見、法尻付近の状況がある。

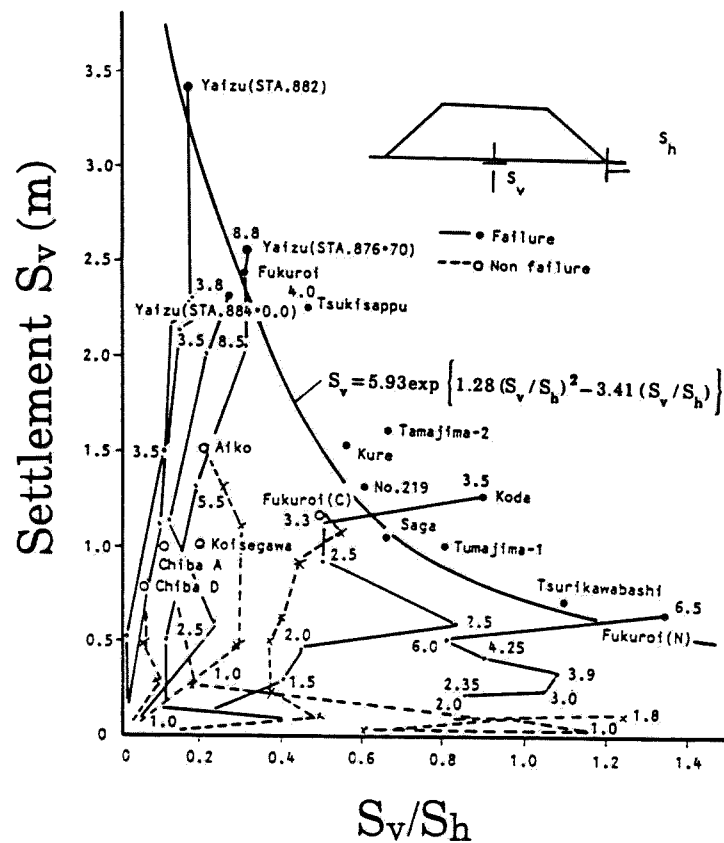


図-6.3.1 破壊予測図 [Matsuo and Kawamura (1977)]

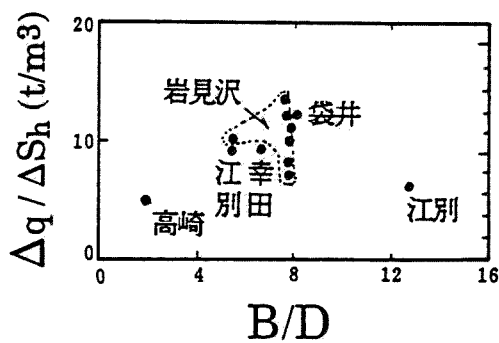


図-6.3.2 破壊の兆候が発見された時の側方変形係数の値 (栗原・高橋、1979)

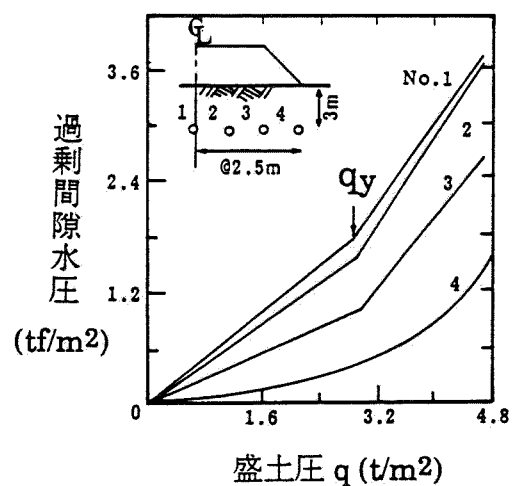


図-6.3.3 試験盛土中の過剰水圧 [Höeg他 (1969)]

表-6.3.3 盛土の安定管理基準提案一覧表

分類	提案者	管理項目	管理基準	備考
速 度	稲田 (1972)	法尻付近水平変位速度 ($\Delta Sh / \Delta t$)	($\Delta Sh / \Delta t = 1.5 \sim 2.0 \text{ cm / day}$)	道路試験盛土 泥炭、粘土
	山本 志子田 志田 (1970)	法尻付近水平変位速度 ($\Delta Sh / \Delta t$)	($\Delta Sh / \Delta t = 2.0 \text{ cm / day}$)	宅地造成、地表面地震 計、腐食土、沖積粘土 層
	鈴木、横谷 太田、藤村 (1972)	法尻付近水平変位速度 ($\Delta Sh / \Delta t$)	$\Delta Sh / \Delta t = 0.222\sigma / c - 0.122$ (cm / day) σ : 盛土荷重 (Kg / cm^2) c : 盛土荷重、盛土速度を考 慮した地盤強度 (Kg / cm^2)	軟弱粘土地盤 ($C < 2.5 \text{ t / m}^3$) 116個の資料を整理 無処理及び改良(サン ドトレーン、カード ボードレン)
	松尾、栗原 一本、桑原 (1977)	法尻付近水平変位速度 ($\Delta Sh / \Delta t$)	($\Delta Sh / \Delta t = 2.0 \text{ cm / day}$)	道路試験盛土、泥炭、 粘土、無処理及び改良
絶対量	稲田 (1972)	法尻付近最大隆起量 ($-S_v$)	$-S_v = 15 \sim 30 \text{ cm}$	道路試験盛土 泥炭、粘土
	Höeg 他 (1969)	すべり面付近の間隙水 圧	盛土作業休止時に過剰間隙 水圧が上昇する	ノルウェー、クイック 粘土、円形試験盛土
その他	松尾、川村 (1975)	盛土中央部直下の沈下 量 (S_v)及び法尻付近水 平変位 (Sh)と (S_v)の 比 (Sh / S_v)	盛土途中の S_v , Sh / S_v 図にプ ロットすることにより、現 在どの程度安全かを判断 し、次の段階の安全度を予 知する目安となる。	軟弱地盤の層全体の全 沈下量 ΣS_v と盛土中央 部直下一点の沈下量 S_v との間に、また全水平 変移量 ΣSh と地表面 の水平変位 Sh との間 に直線関係があること を確認している。 実測値と数値解析例を 用いて、この方法の妥 当性を示した。
	柴田、関口 (1980)	盛土圧 (q) 盛土圧の増分 (Δq) 法尻付近水平変位増分 (ΔSh) 側方変形係数 ($\Delta q / \Delta Sh$)	盛土圧の増分 Δq を載荷した 後 t 時間内に盛土法尻部(地 表)で生じる水平変位増分を ΔSh とし $\Delta q / \Delta Sh$ (側方変形 係数)と盛土圧 q との関係を 図にプロットする。 q がある 値を越えると $\Delta q / \Delta Sh$ は直線 的に減少し、 q 軸との交点 q_f を極限支持力と定義した。	漸増盛土荷重を受ける 粘土地盤の弾・粘塑性 挙動を有限要素法で解 析し、盛土破壊予測へ の適用という観点か ら、挙動解析の結果を 検討した。

6-3-3 シールドトンネル

シールドトンネルの施工管理(安全管理も含む)は、当初計画・工程にしたがって工事を進めるためだけではなく周辺の環境に影響を与えないために、その工事が施工される地域に対して次のことを確保する必要がある。

- (a) 地表面沈下をできるだけ引き起こさない。
- (b) 地下水の低下を生じさせない。
- (c) 切羽を安定に保つ

一方、シールドトンネル掘削機も地盤条件に対して、手掘機、機械掘機、泥水機、ブラインド機、土圧機と多種あり、機種によって管理基準そのものの考え方も、基準値そのものも異なる。また、地表面沈下や地下水の管理については周辺の環境条件により基準値の大きさが大幅に異なり、一般論を述べることは難しい。

手掘機や機械掘機では基準値を設けても、基準値を超過した場合、工事を停止して対策工を施すしか今のところ方法はない。泥水機は泥水圧を調整しながら掘進を続行でき、また土圧機はスクリーフフィーダー回転数、掘進速度、泥漿注入量等を制御しながら掘進できるため、計測と基準値が特に重要となってくる。著者の所属する建設会社が施工したシールドトンネルの施工管理の一例として、第1編の挙動事例で述べた現場-10(泥水機)のB線(先行トンネル)に対して行われた泥水圧管理フローを図-6.3.4.に示す。第1編の図-2.3.38は工事がこのフローに従いはば管理基準値以内で施工できたことを示している。

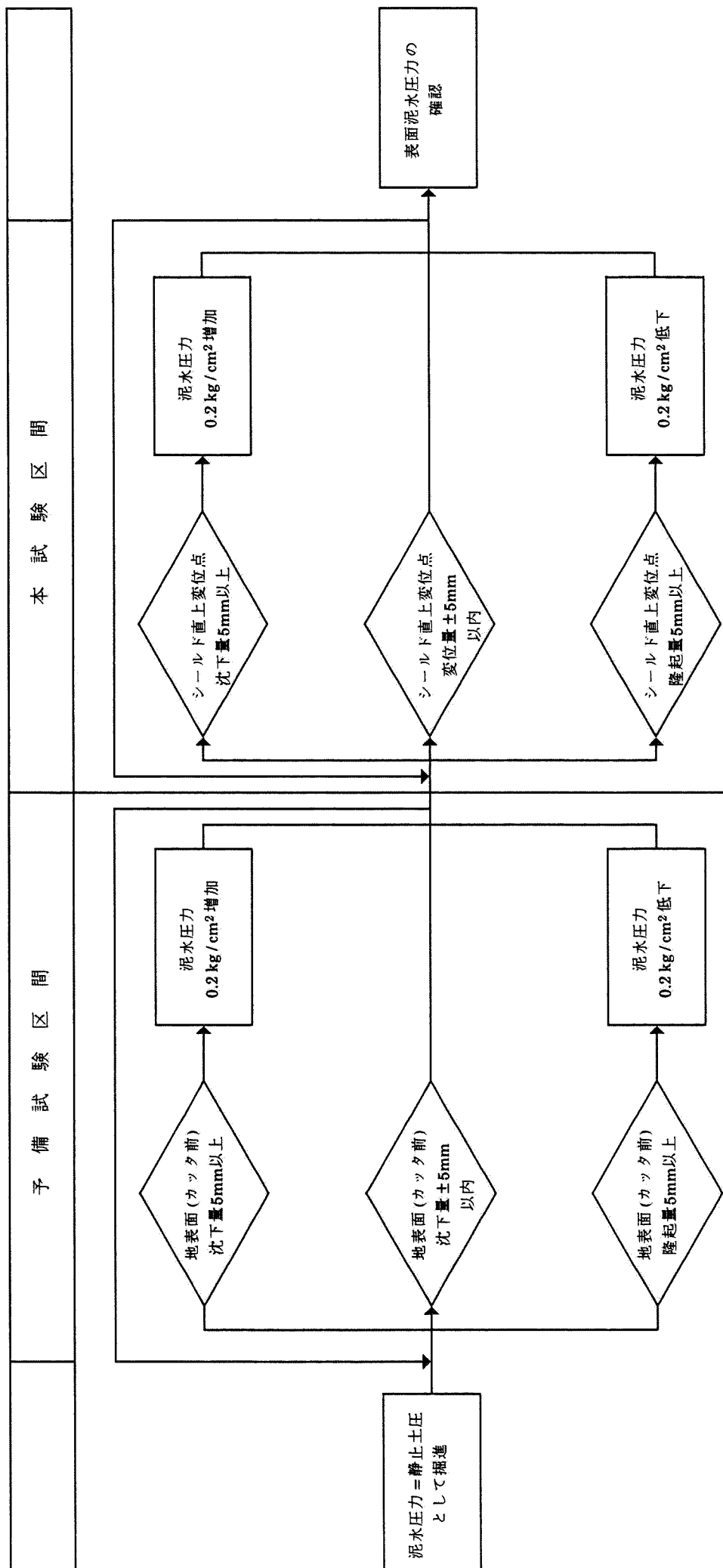


図-6.3.4 泥水圧管理フロー〔鹿島建設(1983)〕

6-4 システム構成と要するコスト

6-4-1 計測システムの構成と運用

計測システムの構成は、測定目的、規模、予算等に応じて決定されるが、基本的には、(a) 手動測定、(b) 半自動測定、(c) 自動測定の3つに分類できる。それぞれの特徴を表-6.4.1に示すが、測点数が少ないか多いかで手動測定を用いるか、半自動測定もしくは自動測定を用いるかに分けられる。半自動測定と自動測定との違いは、測定現場にデータ処理装置(コンピュータ等)があるかどうかによるが得られたデータと管理基準値との比較が迅速に行われるシステムでなければならない。典型的なシステムの構成概念図を図-6.4.1に示す[古賀(1984)]。

情報施工を行う上で必要となるコンピュータの所有状況を著者が所属する建設会社について調べると、現場でのオフコン、パソコン及びマイコンの所有台数は表-6.4.2に示すように、1976年12月時点で686台である。

現在(1987年5月)稼働中の工事が1472件であるので、約47%の現場で、(b)半自動測定あるいは(c)自動測定によって大量のデータに対して迅速な対応が可能であることを示している。庄子(1982)は現場におけるコンピュータの利用形態を表-6.4.3のように分類したが電気通信事業法が1985年に改正され通信回線の自由化に伴い同社では図-6.4.2に示すような本支店ネットワークを構築して現場計測データの有効利用を促進することが可能となった[Shoji(1985)、庄子、松本、佐々木(1986)]。コンピュータネットワークの詳細な検討は本編第8章で行うが、従来、現場だけで行っていたデータ処理を、その処理レベルと速度に応じて中規模コンピュータやホストコンピュータでも処理できるようにしている。計測の効果についてアンケート結果(土木学会、1986)を引用すると表-6.4.4に示すように、その当該工事に役立ったとするのが平均74.6%、工種別にみると盛土51.3%、土留め89.3%、シールド86.4%と有効性を示している。ただし、平均約25%がその工事に対して効果なしとしているが、これはシステム構成やフィードバック手法の決定、管理基準の設定を含めた計測計画の甘さに原因があると考えられる。当該工事への効果以外では、他工事への効果有りとするのが平均約15.0%、ノウハウを得たとするのが約23.0%と、データベース化などによる水

表-6.4.1 システムの特徴

	特 徴
(a) 手動測定	<ul style="list-style-type: none"> ○ イニシャルコストが安い ○ 測定のたびにセンサ機能・データ見直し可能 × 測定数が多い場合費用・時間が多大
(b) 半自動測定	<ul style="list-style-type: none"> ○ 時間・マンパワー少なくてすむ ○ 多量のデータがとれる × 維持管理に注意必要 × ケーブルが長くなる(費用・保安・管理・精度) × 高度な計測器ほど高度な技術者を要する
(c) 自動測定	

表-6.4.2 著者が所属する建設会社保有のミニコン台数

(昭和61年12月現在)

	オフコン ミニコン	パソコン
本 社	20	88
札幌支店	4	30
仙台支店	13	30
土木本部	9	105
建築本部	10	51
横浜支店	9	38
北陸支店	2	22
名古屋支店	7	34
大阪支店	6	63
広島支店	5	38
四国支店	3	23
九州支店	4	29
国際事業本部	6	37
合 計	98	588

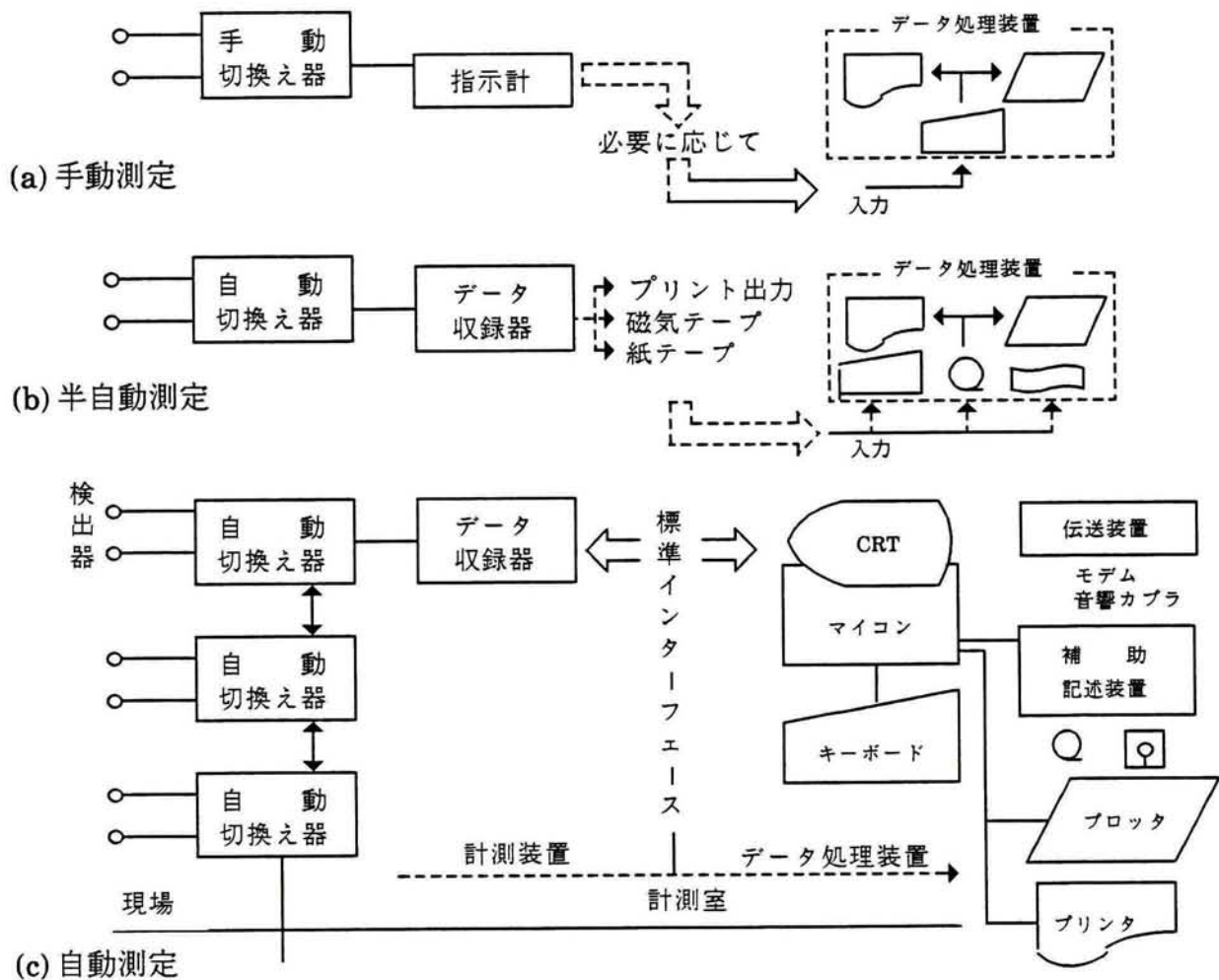


図-6.4.1 現場計測システムの構成 [古賀(1984)]

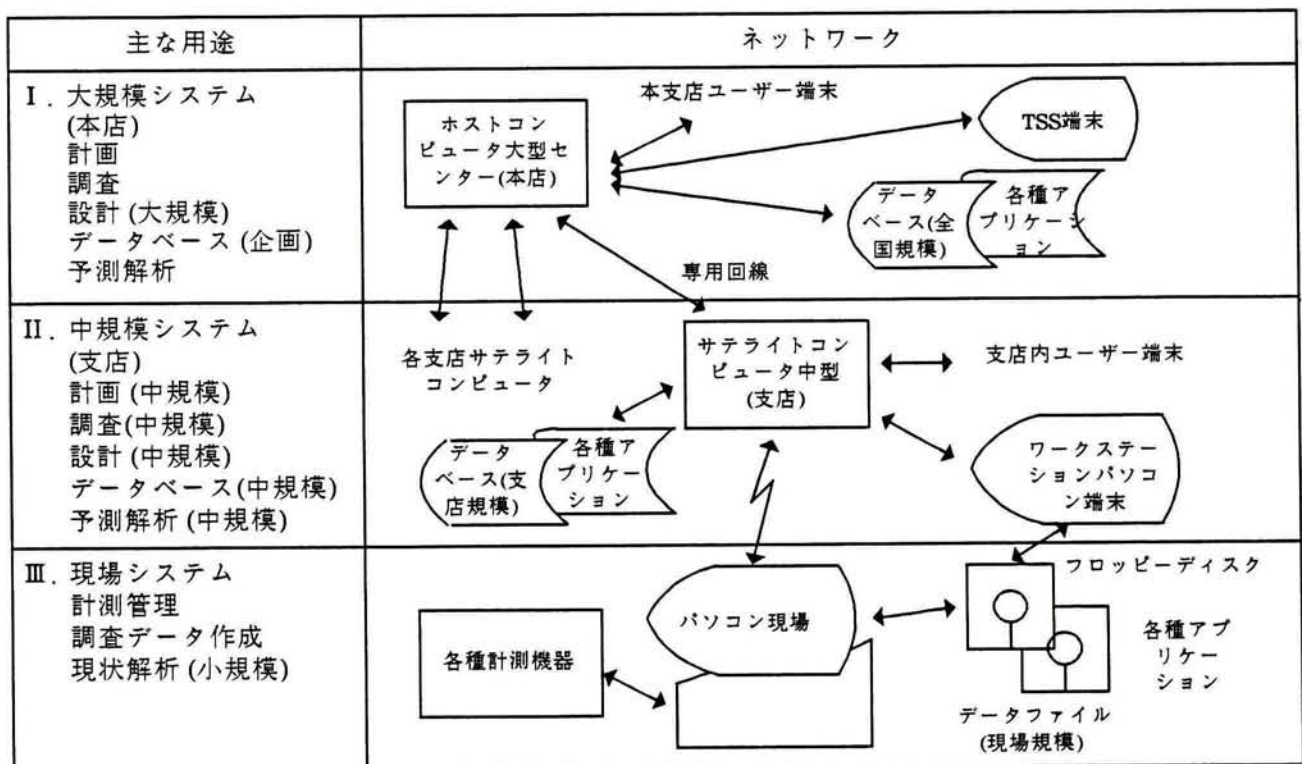


図-6.4.2 コンピュータネットワークの代表的な利用形態 [庄子、松本、佐々木(1986)]

表-6.4.3 現場におけるコンピュータの利用形態[庄子(1982)]

区分	利用 コンピュータ	現場設置機器	データ授受	特徴	
				長所	短所
A	ホスト コンピュータ	なし	・ 郵送 ・ 託送	・ 特に設備の新設はいらない ・ 経済的である	・ データ授受に時間がかかる ・ タイムリーな管理資料の作成活用ができない
B	ホスト コンピュータ	ファクシミリ	・ 電話回線	・ 機器設備費が安価である ・ ある程度随時に処理できる	・ 大量のデータ処理に向かない ・ 人手を介して処理しなければならない
C	ホスト コンピュータ	簡易型端末	・ 電話回線 ・ 専用回線	・ 随時処理ができる ・ 機器設備費が安価である ・ 自らの操作で処理できる	・ 大量のデータ処理に向かない
D	ホスト コンピュータ	オフコン ミニコン マイコン	・ 電話回線 ・ 専用回線	・ 随時処理ができる ・ 大量のデータ処理ができる ・ ローカル処理とセンター処理を使い分けることができる。ホストコンピュータ情報も随時利用できる	・ コストが高くなる
E	オフコン ミニコン マイコン	同左	・ 必要に応じて (構内回線)	・ 随時処理ができる ・ 大量のデータ処理も可能である ・ ローカル処理のため小回りがきく	・ コンピュータの規模によって処理内容が限定される

表-6.4.4 計測の効果[土木学会、(1986)]

(単位:%)

工 種	a. 当該 工事に効 果	b. 別の 工事に効 果	c. ノウ ハウを 得た	d. イメ ージア ップに 効果	e. その 他の 効果	f. 充分 な効果 なし	効果のあ った項目 の平均の 数
㉑ 掘削1	89.3	13.4	31.3	26.8	6.3	2.7	1.7
㉒ 掘削2	70.0	16.0	30.0	28.0	0.0	4.0	1.5
㉓ 盛 土	51.3	2.6	15.4	10.3	0.0	0.0	0.8
㉔ ダ ム	62.5	0.0	12.5	12.5	0.0	0.0	0.9
㉕ 埋立等	37.5	37.5	6.3	0.0	18.8	0.0	1.0
㉖ 施設基礎	34.8	26.1	28.3	17.4	8.5	8.7	1.2
㉗ トンネル	85.7	12.4	28.7	8.6	9.5	2.9	1.5
㉘ シールド	86.4	13.6	20.3	6.8	5.1	6.8	1.4
㉙ 橋 梁	66.7	14.3	0.0	0.0	19.0	14.3	1.1
㉚ その他	68.9	17.8	11.1	22.2	31.1	0.0	1.5
合 計	74.6	14.7	22.8	15.0	8.5	4.0	1.4

(注) 効果のあった項目の平均は、無回答も含むので、1.0を下回る場合がある。

全体は、全工事数の計測効果の分布である。

平展開の余地があること示している。それ以外ではイメージアップに効果有りとするのが15.0%とあるが、これは施主へのデータ提出などが含まれる。

6-4-2 計測管理システムに要するコスト

計測に要するコストは、計測項目、管理基準とならんで計測管理システムにとって重要な項目である。アンケート結果(土木学会、1986)によると、総施工高に対して計測費用が占める割合の平均は、全体で約2.0%、盛土、土留め、シールドに限れば平均1.4%となっている。

同様な報告では、富永・越後・橋本・木村(1977)が土留めの計測管理システム(RCCシステム)に要するコストと工事費の関係を図-6.4.3に示している。平均すると約2.0%であるが、総施工高によって違いをみることができ、10億円以上の工事では約1.0%前後であるのに対して、10億円以下では総施工高が少ないほど、計測費用の占める割合が大きくなっている。

表-6.4.5は第1編で解析を行った11現場の使用計測機器の個数とそれに要した概算費用である。ここで算出した費用は表-6.4.6に示す計測機器概算販売価格から算出したもので実際に要したコストではない上、記録器とケーブルの価格を除外しているので正確な数字ではないが500万~1800万円要しており、ケーブルや記録器のコストを加えると500万~2500万円程度となり上で述べた数字と符合している。

計測管理を実施している工事と総施工高との関連について著者が所属する建設会社を例にとり調べると、施工完了年(予定も含む)で1979年から1988年までの10ケ年の間に、5826件の土木工事に対して約9.0%にあたる544件の工事で計測が実施されており、総施工高との関連を示したものが図-6.4.4である。

5826件の総施工高の平均が約5億円であるのに対し、図-6.4.4に示す計測を実施している工事の総施工高の平均が約15億円と、比較的規模の大きい工事で計測が実施されている。

以上のデータから現場計測に要するコストは人件費を除いても最低500万円程度、平均1000万~3000万円を要していることを示しており、中小現場ではその高

額のあまり現場計測の必要性・利点は認識していても実施を手控えていることがうかがえる。

このような計測費用を負担するのが発注者なのかあるいは受注者なのかは、決まりがなく平均すると約6割を発注者、約4割を受注者が負担しているのが実情である。

表-6.4.5 工事別使用計測機器数及び概算費用

工 事 名	盛 土						土 留 め			シールド	
	現場 1	現場 2	現場 3	現場 4	現場 5	現場 6	現場 7	現場 8	現場 9	現場 10	現場 11
計測システムの 形式	半自動測定	手動測定	手動測定	手動測定	自動測定	手動測定	自動測定	半自動測定	半自動測定	手動測定	自動測定
地表面沈下計 (沈下板)		232	32	22		75					
層別沈下計 (セツト)		24	12	2		6				7	
多段式層別沈下計	12				2						
連続沈下計	18				7						14*
挿入式傾斜計	2	12		1	3	16	13	2	6	5	
固定式傾斜計									27		
水平変位坑	40	多数		3側線	7側線	10側線					
ひずみ計									94		
間隙水圧計	6	8	9	4	2	3		6	15	1	
土圧計		2					27	18	26		
盤圧計							21				
鉄筋計								30			
その他 測量ポイント							132	16	29	143	
概算費用 (万円)	1000	1600	470	480	470	970	1500	720	1800	450	750

* この他にケーブルレス層別沈下計も使用
(記録器とケーブル費用を除く)

表-6.4.6 計測機器概算販売価格

種類	品 名	価 格 (円)	備 考
計測器	沈下板	10,000	材料費及び加工費
	層別沈下計	200,000~250,000	手動式、ボーリングを含む1セットの価格
	連続沈下計	200,000~250,000	差動トランス
	多段式層別沈下計	250,000~300,000	差動トランス
	挿入式傾斜計	300,000~400,000	差動トランス、他にガイドパイプ10,000/m
	固定式傾斜計	100,000~150,000	差動トランス
	間隙水圧計	50,000~100,000	カールソン、差動トランス
	土圧計	70,000~100,000	ひずみゲージ、差動トランス
	盤圧計	50,000~100,000	ひずみゲージ
	鉄筋計	35,000~50,000	ひずみゲージ
	ひずみ計	20,000~30,000	ひずみゲージ
記録器	ハンドヘルドコンピュータ	150,000~300,000	A/D変換付、タイマー、スキャナーなし
		500,000~600,000	A/D変換、タイマー、スキャナー装備
	データロガー	1,000,000	A/D変換、タイマー、スキャナー、プリンター、500点同時測定
ケーブル	4芯線シールド	90 / m	100m単位で販売
	多芯線シールド	140 / m	同上
ボーリング		10,000 / m	深さ20mで約200,000円

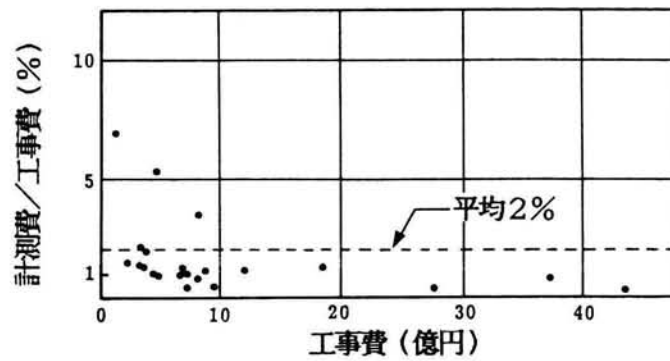


図-6.4.3 RCC システムのコストと工事費(実績より) [富永等他(1977)による]

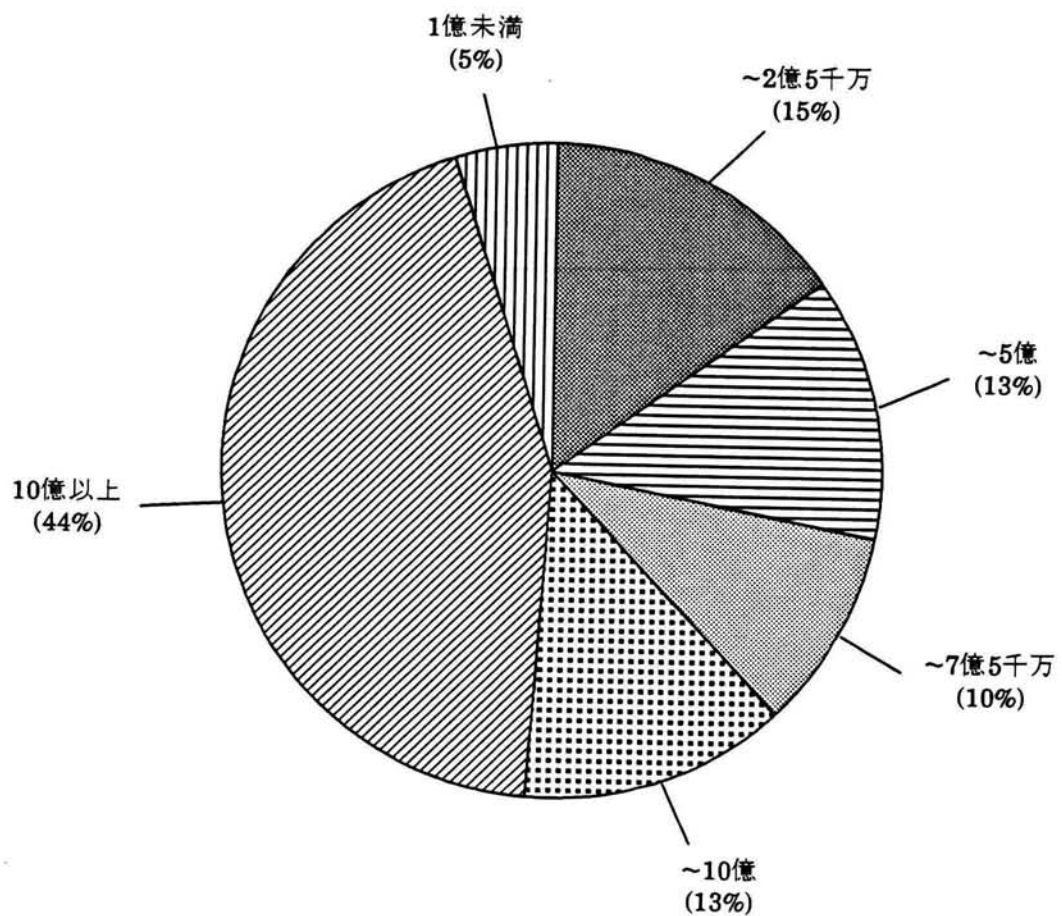


図-6.4.4 計測現場の総施工高別割合

6-5 観測データのフィードバック手法に関する従来の研究

ここでいうフィードバック手法とは観測結果を、設定した管理基準によってチェックしながら施工を進めるだけにとどまらず、現在得られつつある計測データを用いて次の施工段階の挙動をより正確に予測し、施工安全管理や設計変更の判断材料にするという目的を遂行するための予測解析手法で、いわば情報施工の中心的役割を果たすものである。

吉国(1982)、Gioda(1985)はフィードバック手法には基本的に二つの考え方があるとしている。すなわち、第一の方法は土質調査や土質試験をふまえて地盤をモデル化し、現場で観測された応力や変位から土質力学理論を介添にして地盤の変形や破壊に関するパラメータを逆算し、それによって得られたパラメータを使って次の施工段階の変形状況や安全性を推定する方法であり、対象地盤が示す挙動の物理的意味を明瞭にまたは納得しながら工事を進めようという考えである。第二の方法は土の問題における諸々の複雑さを回避するためにそれらをブラックボックスの中に入れておき、経験的もしくは確率・統計理論を背景に変形特性や安全性を追求するものである。

一方、使う側(現場側)から見れば、FEM(もしくはBEM)を用いた逆解析の研究とそれ以外(ここでは便宜上簡易計算手法と呼ぶ)の解析手法を用いた研究に分類したほうがわかり易いことも多いので、本節ではその分類に従いその中で確定的と経験的もしくは確率論的な扱いを区別して論じる。

6-5-1 簡易計算手法を用いた研究

双曲線法は日本道路公団の設計要領にも採用されているもので[土質工学会(1973)]、盛土終了後の沈下は双曲線の形に成るとして、現場計測によって沈下-時間の関係が与えられている時にその後の沈下量を推定するものである。すなわち、双曲線式が(6.5.1)式で与えられる。

$$s_t = s_0 + \frac{t}{\alpha + \beta} \quad (6.5.1)$$

ここに、 s_t は位置時刻 t における沈下量、 α 及び β は実測値から得られる係数を意味している。

この式から、最終沈下量は次式で与えられる。

$$s=s_0+\frac{1}{\beta} \quad (6.5.2)$$

この手法は簡便である上、良くフィットするので多くの実績を持っており、盛土に関しては経験的手法の代表例である。

確定論的手法の代表例として指数関数法があげられる。この方法は、浅岡(1978) Asaoka (1978) が提案する方法で、圧密基礎方程式が熱伝導型の微分方程式で表される場合、時刻 t における沈下が、無限階の線形常微分方程式に支配されることを証明してこれを利用したものである。すなわち、ある時刻 t における沈下 s_t とそれより Δt だけ前の時刻 $t-\Delta t$ における沈下 $s_{t-\Delta t}$ の間には直線関係が成り立つとして、縦軸に s_t 、横軸に $s_{t-\Delta t}$ をプロットとして、それらを結ぶ直線と原点を通る 45° の直線との交点が最終沈下量となる。この手法はその発想が圧密の基礎方程式に立脚している点で双曲線法より厳密であり、双曲線法とともに最近よく用いられている。

土留めに関しては、ほとんどが確定論的取扱いで代表的なものは富永・越後・橋本・木村(1976)によるRCCシステムがある。これは未知パラメータとして主働側の側圧係数、側圧の減少係数、受働側の側圧係数、塑性域の深さ及び水平地盤反力係数を取り、測定変位と未知パラメータによる計算変位の残差平方和を最小にするようなパラメータを実験計画法の手法を用いて求めているものである。著者が所属する建設会社でも、これと同様のシステムMARK-III[高野・松本・山・佐々木・大島(1981)]を開発し、数多くの現場に適用している。[例えば、木島・平岡・高野・佐々木・大島(1982)]。

シールドについては管理基準によって施工をコントロールすることはあっても、次ステップの予測を行っている例はほとんどみられないのが現状であろう。

Matsuo and Asaoka (1978)、Matsuo, Kuroda, Asaoka and Kawamura (1977)、Matsuo and Kawamura (1980) は観測値と信頼性解析とを組み合わせ盛土の最適放

置期間の決定や掘削問題に適用している。すなわち、将来挙動予測のための観測結果を Bayes 統計学を中心とする確率、統計論的立場で取り扱う点に特徴がありその実用性が注目される。

6-5-2 FEM逆解析

FEM逆解析に関する研究は、情報化施工の気運の高まりとともに1980年代になってから急速に発展してきた。逆解析に関する研究の現状報告は Gioda (1985) が名古屋で開催された 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics における Main lecture で比較的詳しく行っているのので、それを参考にしながら従来の研究の整理、分類及び論評を行うことにする。

決定論的手法には逆定式化法と直接定式化法の2つの手法が提案されている。逆定式化法は初期応力や荷重及び材料定数を未知数として通常の FEM 構造解析の逆の定式化によって解を得るものである。この方法は Kavanagh (1973) によって初めて提案されて以来、Gioda (1980) は等方材料のヤング率とポアソン比を求める代わりに体積弾性係数 (K) とせん断弾性係数 (G) を求める方法を提案している。また、桜井・武内 (1983) は、岩盤内空洞掘削工事において、内空変位、地中変位の絶対変位または相対変位を入力することにより、地盤のひずみ分布や初期応力パラメータ (σ_{x0}/E , σ_{y0}/E , τ_{xy0}/E) を求めている。さらに、清水・桜井 (1983) は FEM の代わりに BEM を用いて同様の逆解析を行うとともに逆解析に最適な計測位置にも言及している。久武・伊藤・太田 (1984) は三次元トンネル問題を扱っており逆定式化法により一次覆工の応力、地圧を求めると共に材料定数と切羽掘削時の解放応力も逆算できる方法を提案している。一方直接定式化法は (6.5.3) 式に示すように FEM による計算変位と観測値との差の二乗和を最小にするような材料定数や初期応力を数理計画法の手法を利用して求める方法である。

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^m (U_i - U_i^*)^2 \rightarrow \min. \quad (6.5.3)$$

ここで、 U_i : 計算変位、 U_i^* : 観測変位、 m : 計測点数である。

Arai, Ohta and Yasui (1983) は、庄子・荒井 (1974) が機械化土工における工程計画管理のための最適化手法 (共役勾配法) を逆解析に応用したもので、後に圧密問題

への適用 [Arai, Ohta and Kojima (1984)] や応力～ひずみの非線形性の取扱い [荒井・片瀬 (1984)、Arai, Ohta and Kojima (1987)] 等に拡張して実用化をはかっている。彼らの数多くの適用研究の結果で興味を引くことは、材料定数のパラメータを逆算するにあたり、間隙水圧や土圧など応力の単位を有する物理量を計測し、それを (6.5.3) 式の目的関数の成分として逆算しても有効な解を得ることができず、変位に代表される長さの単位を観測すべきであるとしていることである。Shoji, Ohta, Arai, Matsumoto and Takahashi (投稿予定) は荒井の研究に基づいて数理計画法として準ニュートン法 (BFGS 公式) を用いて収束性を速めるとともに経済的な計測パターンを模索する研究を行っている。

逆定式化法と直接定式化法の優劣は対象とする問題によって異なるが、逆定式化法は対象地盤が均質の場合には、繰り返し計算を必要としないし不均質地盤の場合でも直接定式化法と比べて収束が速い [Gioda (1985)] ので経済的な利点がある。しかし、非線形問題や時間依存の問題には不向きである。直接定式化法では数理計画手法がすでにサブルーチンとして用意されているため開発が簡単であるが、逆定式化法は対象とする問題ごとに固有のプログラムを開発しなければならないという欠点がある。直接定式化法と逆定式化法の長短相補う方法であると言える。

確率論的手法には Bayes の定理を用いた Cividini, Maier and Nappi (1983) の研究がある。すなわち、推定する地盤材料定数と観測変位の計測誤差が正規分布に従うとし、Bayes の定理により先験的確率から新しい事後確率を求め事後確率分布の期待値を材料定数の最適推定値としている。ただし、材料定数は変位の線形関数ではないので変位と材料定数の関係をテーラー級数展開して線形近似を行い反復解法により最適推定値を求めている。Cancelli and Cividini (1984) は、この手法を多次元圧密問題に拡張している。

宮田・荒井 (1987) は荒井による確定論的手法と Cividini による確率論的手法とを比較しており、Cividini による方法は材料定数の共分散を大きくすると正解に収束しにくいという問題を指摘しているが、両者とも妥当な精度で材料定数の推定が可能であると結論している。

6-6 問題点の整理

前節までに従来の計測管理システムにおいて、計測目的と計測項目、計測器、管理基準、計測システムの構成と要するコスト及びフィードバック手法について、その現状について論評を行ったが問題点を整理し列挙すると以下のようになる。

- (1) 工事を請負う建設業者の立場からみて、計測の目的は主として施主へのデータ提出に焦点が置かれており、積極的に施工安全管理に利用しようとする態度が一般的に希薄である。この理由として計測に手間がかかると共に計測器が施工の邪魔になることや計測コストがかさむことが考えられる。
- (2) 計測器は、同じ物理量を測定するにしても原理の異なる多種類の製品があり、その選定にかなりのノウハウが要する上、比較的高価な割に故障が多い。計測システム全体でも平均 1000万~3000万円のコストを必要としている。
- (3) パソコンを含めた小型コンピュータを保有する現場は全工事現場の約半数に達しているが、観測データの即時解析とフィードバック手法による次段階予測をリアルタイムに処理できる態勢が十分に整っていない。
- (4) フィードバック手法は、研究レベルのものが多く実工事への適用という観点からその実用性についてはまだ十分検討されていない。また **FEM** による逆解析は施工安全管理に強力な手段となりうることが考えられるが、大型コンピュータで処理する必要がある、現場パソコンを端末としたコンピュータネットワークシステムを構築する必要がある。
- (5) 施工安全管理を合理的に行うために第1編で行った施工手順を考慮した挙動予測解析(正解析)と管理基準の設定、フィードバック手法による次段階予測解析をどのような目的でどのような計測システムを用いて行うかという分かりやすい情報施工システムを構築する必要がある。

参考文献

- (1) 浅岡顕 (1978) : 「沈下-時間関係予測の信頼性解析」、第13回土質工学研究発表会講演集、pp.277~280
- (2) Asaoka, A. (1978) : “ Observational procedure of settlement prediction ”, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 4, pp.87~101
- (3) Arai, K., Ohta, H. and Yasui, T. (1983) : “ Simple optimization techniques for evaluating deformation moduli from field observation ”, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, pp.107~113
- (4) Arai, K., Ohta, H. and Kojima, K (1984) : “ Estimation of soil parameters based on monitored movement of subsoil under consolidation ”, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp.95~108
- (5) 荒井克彦・片瀬貴文 (1984) : 「トンネル内空変位計測に基づく地盤変形・強度定数の推定」、土質工学会論文報告集、Vol. 24、No. 2、pp.171~179
- (6) Arai, K. Ohta, H. and Kojima, K. (1987) : “ Estimation of nonlinear constitutive parameters based on monitored movement of subsoil under consolidation”, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 1, pp.35~49
- (7) Cancelli, A. and Cividini, A. (1984) : “ An embankment on soft clays with sand drains : numerical characterization of the parameters from in situ measurements ”, Proc. of International Conference on case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis
- (8) Cividini, A., Maier, G. and Nappi, A. (1983) : “ Parameter estimation of a static geotechnical model using a Bayes' approach”, Int. J. Rock Mech. Min. Soi. & Geotech. Abstr., Vol. 20, pp.215~226
- (9) 土木学会 (1986) : 「現場計測工 現場計測システムの現状と課題「現場計測システムに関するアンケート調査報告書」」、建設マネジメント委員会 現場計測システム小委員会
- (10) 土質工学会 (1973) : 「設計施工基準集(設計編)」、pp.141~142
- (11) 土質工学会 (1986) : 「情報化施工とマイコンの利用」

- (12) Gioda, G. (1980) : “ Indirect identification of the average elastic characteristics of rock masses ” , Proc. of International Conference on Structural Foundations on Rock, Sydney
- (13) Gioda, G. (1985) : “ Some remarks on back analysis and characterization problems in geomechanics ”, Proc. of 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Vol. 1, pp.47~61, Nagoya
- (14) 久武勝保・伊藤富雄・大田哲也(1984):「トンネル問題における三次元逆解析法」、第16回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.185~189
- (15) Høeg, K., Andersland, O. B. and Rolfesen, E. N. (1969) : “ Undrained behaviour of quick clay under load tests at Asrum”, Geotechnique, Vol. 19, No. 1, pp.101~115
- (16) 幾田悠康(1984):「講座 土を測る－現場計測と施工管理－3.現場計測による施工管理の実施例」、土と基礎、Vol. 32、No. 4
- (17) 稲田倍穂(1972):「軟弱地盤の調査から設計・施工まで」、鹿島出版会、p.297
- (18) 鹿島建設(1983):「8号線東雲A線工区土木工事施工計画書」
- (19) 加登文士(1985):「計測技術の現状と将来の展望」、土木学会四国支部昭和59年度講習会
- (20) Kavanagh, K. (1973) : “ Experiment versus analysis : Computational techniques for the description of static material response”, Int. J. Numerical Methods in Engineering, Vol. 5, pp.503~515
- (21) 木島詰郎・平岡成明・高野孝・佐々木豊・大島博(1982):「ソイルモルタル土留め壁工法の開発(その3)」、第17回土質工学研究発表会、pp.841~844
- (22) 古賀哲沢(1984):「講座 土を測る－現場計測と施工管理－2. 現場計測の手法」、土と基礎、Vol. 32、No. 4
- (23) 栗原則夫・高橋朋和(1979):「盛土基礎地盤の破壊予測に関する考察」、第14回土質工学研究発表講演集、pp.801~804
- (24) 松尾稔・川村國夫(1975):「盛土の情報化施工とその評価に関する研究」、土木学会論文報告集、No. 241、pp.81~91

- (25) 松尾稔・栗原則夫・一本英三郎・桑原正彦(1977) : 「土と基礎の情報と施工 - 盛土工事における実施例 -」、施工技術、Vol. 10、No. 8、pp.99~106
- (26) Matsuo, M., Kuroda, L., Asaoka, A. and Kawamura, K. (1977) : “Dynamic decision procedure of embankment construction ” , Proc. of 9th ICSMFE, Vol. 2, pp.117~120
- (27) Matsuo, M. and Kawamura, K. (1977) : “ Diagram for construction control of embankment on soft ground ”, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp.37~52
- (28) Matsuo, M. and Asaoka, A. (1978) : “ Dynamic design Philosophy of soils based on the Bayesian reliability prediction ” , Soils and Foundations, Vol. 18, No. 4, pp.1~11
- (29) Matsuo, M. and Kawamura, K. (1980) : “ A design method of deep excavation in cohesive soil based on the reliability theory ”, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 1, pp.61~75
- (30) 松尾稔・川村國夫(1980) : 「土木工学における不確実性の諸問題、土と土構造物」、土木学会誌、Vol. 65、No. 9、pp.20~24
- (31) 宮田幹夫・荒井克彦(1987) : 「多次元圧密地盤における確率論的逆解析手法の適用性」、第22回土質工学研究発表会、pp.1031~1032
- (32) 日本道路公団(1965) : 「日本道路公団高速道路試験所報告、名神高速道路編」、Vol. 30、No. 20
- (33) Newton 別冊(1985) : 「センサのすべて」、教育社
- (34) 坂田直文(1981) : 「計測器と計測技術」、土と基礎、Vol. 29、No.7、pp.29~36
- (35) 桜井春輔・武内邦文(1983) : 「トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法」、土木学会論文報告集、第337号、pp.137~145
- (36) 柴田 徹編(1979) : 「建設技術者のための現場計測工法」、日刊工業新聞社
- (37) 柴田 徹・関口秀雄(1980) : 「盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測」、土木学会論文報告書、No. 301、pp.93~104

- (38) 清水則一・桜井春輔(1983):「地下空洞における変位計測の最適位置について」第15回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.175~179
- (39) 庄子幹雄・荒井克彦(1974):「共役勾配法による機械化土工・工程計画管理の最適化」、土木学会論文報告集、No. 230、pp.55~67
- (40) 庄子幹雄(1982):「ソフトウェアの進展(II)、3. 計測・施工管理の場合」、土木学会誌、Vol. 67、No. 5、pp.39~43
- (41) Shoji, M. (1985): “The state and the future outlook of the application of small-computers in Japan’s construction industry”, Special Lecture, International Conference on Education, Practice and Promotion of Computational Methods in Engineering Using Small Computers, Macau
- (42) Shoji, M., Ohta, H., Arai, K., Matsumoto, T. and Takahashi, T. (投稿予定): “Two-dimensional consolidation back-analysis”, Soils and Foundations
- (43) 庄子幹雄・松本喬・佐々木猛(1986):「土木技術にみるコンピュータ、5. 情報化施工」、土木学会誌、Vol. 71、No. 8、pp.63~66
- (44) 庄子幹雄・松本喬・鈴木輝一・高橋俊彦(1987):「盛土に関する逆解析の実用性について」、第22回土質工学研究発表会、pp.1037~1038
- (45) 鈴木音彦・横谷英夫・太田陽一・藤村正(1972):「軟弱粘性土地盤の盛土における法尻杭の挙動解析」、鹿島建設技術研究所年報、Vol. 21、pp.187~198
- (46) 高野孝・松本喬・山邦昭・佐々木豊・大島博(1981):「コンピュータシステムによる土留め掘削工事の計測管理-MARK-IIIシステムの開発」鹿島建設第31回施工技術並びに経営の合理化研究報文集(土木)、pp.547~556
- (47) Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948): “Soil Mechanics in engineering practice”, John Wiley & Sons, Inc., (第1版)
- (48) 富永真生・越後勇吉・橋本正治・木村保(1976):「新しい情報化施工(R.C.C)システムの開発について」、第11回土質工学研究発表会、pp.1013~1016
- (49) 富永真生・越後勇吉・橋本正治・木村保(1977):「RCCの開発について(第2報)」、第12回土質工学研究発表会、pp.1121~1124
- (50) 山本亘・志子田典生・志田光雄(1970):「軟弱地盤における宅地造成工事」、施工技術、Vol. 10、No. 3、pp.34~43

- (51) 吉国洋(1982):「情報化施工とその背景」、土と基礎、Vol.30、No.7、
pp.5~10

第7章 FEM逆解析の施工安全管理への応用に関する研究

7-1 概説

施工手順を考慮した土構造物の挙動予測は透水を考慮した三次元弾・粘塑性 FEM 解析 (LIMDAC-3D) を行えばかなり精度の高い予測ができることは、第1編です でに述べたが、この解析に必要な土質パラメータを正しく評価することは、工事着手前の室内試験や原位置試験からだけでは不十分であることもわかった。したがって施工中の計測データも併用して施工が進むにつれより精度の高い予測を行い施工安全管理へ反映していくことが情報施工の主旨である。

計測データのフィードバック手法に関する従来の研究については、前章で概観したが、施工安全管理においても LIMDAC-3D を主たる道具と考えているので、フィードバック手法も FEM 逆解析を用いることにする。

逆解析は当然のことながら現場計測を前提としているので、計測データの得られる位置が逆解析結果に与える影響は大きいと考えられる。このような観点から、感度解析的な手法を用いて物性パラメータの変動が予測変位に与える影響を考慮することによって、より合理的な計測点の配置を決定する方法の検討を行っている(7-2)。

施工中の計測データから実際挙動に即した弾塑性パラメータを直接に逆解析手法を用いて逆算することは、現在の数値計画手法では不可能である。したがって、Arai, Ohta and Kojima (1984) による二次元弾性圧密逆解析をもとに非線形最小化問題のうち探索方向を決定する手法として共役勾配法の代わりに BFGS 法を用いた改良版を開発し [Shoji, Ohta, Arai, Matsumoto and Takahashi (投稿予定)]、盛土及び土留め工現場に適用し、その実用性を検討している(7-3-1、7-3-2)。さらに、逆算パラメータから LIMDAC-3D の入力に必要な弾塑性パラメータを推定する方法を提案し [Shoji, Ohta, Matsumoto and Morikawa (投稿予定)]、施工安全管理や設計変更への応用例について検討している(7-3-3、7-3-4)。

最後に、施工の工程及び管理基準を考慮しながら、**FEM** 逆解析を施工安全管理に応用する手順について考察を加え現場の人間が情報施工を実施しやすいような形(フロー)にとりまとめている(7-4)。

7-2 最適計測位置決定の検討

情報施工を意識した計測管理を行う場合、限られた計測コストの中で各々の計測器をどの場所に設置するかは大きな問題で、その設置場所によって情報施工が成功するかどうかの鍵を握っているといっても過言ではない。

本節では7-1でも述べたように計測データの施工安全管理へのフィードバック手法として次節で述べる二次元弾性圧密逆解析を用いることを前提に、変位を得るための計測器の位置の決定のみについて言及する。何故ならArai, Ohta and Kojima (1984)の研究によれば二次元弾性圧密逆解析を行うための計測データは沈下と側方変形だけでよく、間隙水圧に関するデータは用いない方が精度の高い解析ができるとしているためで、間隙水圧計や土圧計は従来の経験や事前挙動予測解析(例えばLIMDAC-3D)において最も大きな間隙水圧や土圧が生じる部分に設置すればよい。

もちろん、変位に関する計測器(沈下計、層別沈下計、傾斜計、変位計等)も、基本は、従来の経験や事前予測解析結果に基づいてその設置位置を決定するのであるが、逆解析では、得られた測定値と計算値との誤差の二乗和が最小となるような物性パラメータを最適化手法に基づく反復計算によって逆算するので、施工が進むにつれて測定値の量も蓄積され、そのつど逆算されるパラメータは前工程までに得られた測定値から逆算されたそれとは異なっている。したがって、逆解析を合理的に行うには単に変形量が大きく生じる節点だけでなく、物性パラメータの変動によって予測変位が大きく影響を受ける節点にも計測点を配置しておいた方が、より信頼性の高い情報施工が可能と考えられる。

上で述べたことを実施するために感度解析を適用してみる。すなわち、注目すべき物性パラメータに対する計測値の感度をベクトルで与え、感度ベクトルの各節点に対応する成分の絶対値をとり、その等高線を描くことによって物性パラメータの変動に対して予測変位が大きく影響を受ける点を見い出そうとするものである。

地盤を等方線形弾性体とする有限要素法による圧密解析に対する支配方程式は著者等[Shoji and Matsumoto (1976)]によって定式化されているので、その詳細を

省略し表記の都合上簡単に次式のように表す。

$$[A]\{U^n\} = \{F^n\} \quad (7.2.1)$$

ここで、 $[A]$ は支配方程式マトリックスで各土層のヤング率、ポアソン比、透水係数、節点座標及び時間の関数であり、 $\{U^n\}$ は節点変位ベクトルで時間 n ステップ目の各節点の変位及び間隙水圧からなるベクトル、 $\{F^n\}$ は時間 n ステップ目の荷重ベクトルである。

感度ベクトル $\frac{\partial \{U^n\}}{\partial x}$ は、注目すべき物性パラメータに応じて次式で表される。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \{U^n\}}{\partial x} &= \frac{\partial ([A]^{-1}\{F^n\})}{\partial x} = -[A]^{-1} \cdot \frac{\partial [A]}{\partial x} \cdot [A]^{-1}\{F^n\} + [A]^{-1} \cdot \frac{\partial \{F^n\}}{\partial x} \\ &= [A]^{-1} \left\{ -\frac{\partial [A]}{\partial x} \{U^n\} + \frac{\partial \{F^n\}}{\partial x} \right\} \end{aligned} \quad (7.2.2)$$

ここで、 x は注目すべき物性パラメータである。(7.2.2)式から明らかなように感度ベクトル $\frac{\partial \{U^n\}}{\partial x}$ の各成分の絶対値は物性パラメータの変化に対して変位がどれだけ影響を受けるかという尺度を表していることがわかる。また、対象とする地盤が均質の場合、ヤング率に関する感度ベクトルは節点変位ベクトルとほとんど比例関係にあるが、不均質の場合は注目すべき土層に対応して少しずれていくこともわかる。(7.2.2)式の計算のためにコンピュータプログラム **DEMETER** (**D**etermination of **M**easurement **P**osition by **S**ensitivity **V**ector)を開発し演算を行っている。尚、同様の研究は、村上・長谷川(1987)によってもなされているが、彼らの研究は全応力に基づく応力・変形解析にその適用対象が限られている。

この感度解析の実用性を検討するために、第1編で扱った現場-1を対象とする。境界条件は第1編第3章で **LIMDAC-3D**を用いて行った弾塑性解析と同じである。ただし、盛土荷重は滑らかな撓性荷重として与えている。また、第1編第2章の図-2.3.1に示す土層図において粘性土とシルト層は一つの層とし、シルト質粘土層として扱っており、感度解析の対象とする土層はこのシルト質粘土層とその上の高有機質土層である。

最初に、感度解析を実施する前に二次元弾性圧密解析から得られる盛土開始1日後(盛土高1.5m)及び盛土終了直後(盛土開始後18日、盛土高4.02m)の水平変位及び鉛直変位の絶対値の分布を図-7.2.1に示す。ただし図中の数値は、絶対値最大

のもので割って正規化したものである。この圧密解析は LIMDAC-3D を用いて実施したもので、有効応力ヤング率は E_{50} から推定した値、ポアソン比は塑性指数から推定した値、透水係数は標準圧密試験結果を用いている。一方、図-7.2.2、図-7.2.3 はそれぞれ図-7.2.1 に対応して高有機質土層、シルト質粘土層のヤング率による水平変位及び鉛直変位の感度係数分布を示している。これらの図も図-7.2.1 と同様、最大値で割って正規化したものを示している。これらの図には、実際に設置された傾斜計と沈下計の位置を実線と■印で示している。さらに図-7.2.2 及び図-7.2.3 に示す感度係数分布については、感度解析結果から判断した設置位置をそれぞれ傾斜計に対しては破線で、沈下計に対しては○印で示している。図-7.2.2 (a), (b) 及び図-7.2.3 (a), (b) は水平変位の感度を示したもので傾斜計の位置を検討するためのものである。これらの図から明らかなように、盛土開始直後は実際に傾斜計が設置されている法尻直下に感度係数の大なる場所が生じ、その後、徐々に法肩の方に移動している。この傾向は図-7.2.1 (a), (b) の水平変位の絶対値の分布と非常に良く一致している。当現場では傾斜計として挿入式傾斜計を用いているので計測の都合上法尻部以遠に設置しなければならないという制約条件があり、感度解析結果からだけでは一概にその設置場所を決めることはできないが、埋殺し方式の傾斜計を用いる場合には法尻部から数メートル内部に入った位置に設置するのが好ましい。図-7.2.2 (c), (d) 及び図-7.2.3 (c), (d) は、鉛直変位に関する感度分布を示したもので沈下計の設置場所を検討することができる。この図から高有機質土のパラメータの逆算には盛土中心部だけでなく、法尻部と法肩直下部にも沈下計を設置しておけば良いことがわかる。一方、シルト質粘土層については実際に沈下計が設置されている盛土中心部から得られる情報だけで十分であるという結果を示している。

以上の論述は感度係数の大きい地点に計測器を設置するのが良いという仮定に立ったもので、従来、計測器は過去の経験かもしくは一歩進んでも変形の一番大きく生じる場所にその設置位置を決定していたが、これらと比べて感度解析結果に基づいて決定した設置位置が逆解析に対してどの程度の効果を与えるのかを次に検証してみる。対象は同じく現場-1 とする。

図-7.2.4 に考えられる沈下計及び傾斜計の設置位置を記号で示している。また、各々の方法に基づいて決定される計測配置パターンを表-7.2.1 に示す。表中の記号は図-7.2.4 に示す計測器に相当している。図-7.2.1 に示した二次元弾性圧密解析を行い、その結果得られる計算変位を各々対応する計測変位として与え、ヤング率のみを逆算した。なお、ここで用いる二次元弾性圧密逆解析には後の7-3 で詳述する BACCHUS を用いた。逆算されたヤング率の値からどの計測パターンが最も二次元弾性圧密逆解析に対して有効かを判断しようとするものであるが、表-7.2.2 からわかるように、すべての計測配置パターンに対して良好な結果が得られている。すなわち従来の経験に基づく方法、予測変位に基づく方法、感度解析に基づく方法のいずれのパターンを用いても良好な結果が得られることが判明した。このことは、本モデルのような成層地盤に対しては予測変位の絶対値の分布と感度係数分布が定性的には同じ傾向を示し、最も高い点をピックアップしていくとほぼ同じ節点になってしまうということに起因している。

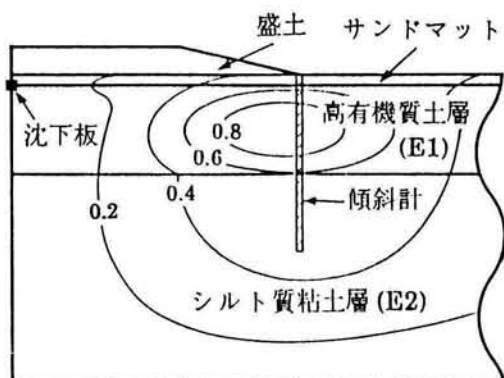
したがって、現場-1 のような比較的単純な土層と形状をしたモデルに対しては、従来の経験や予測変位に基づいて計測位置を決定しても問題はないが、複雑な土層の場合、近隣に矢板や地中連続壁等の剛性が極端に異なる構造物が存在する場合や、荷重のかかり方が特殊な場合においては、感度解析に基づく方法も併用して感度係数の大きい点も重視することが望ましいことは言うまでもないことである。

表-7.2.1 計測配置パターン

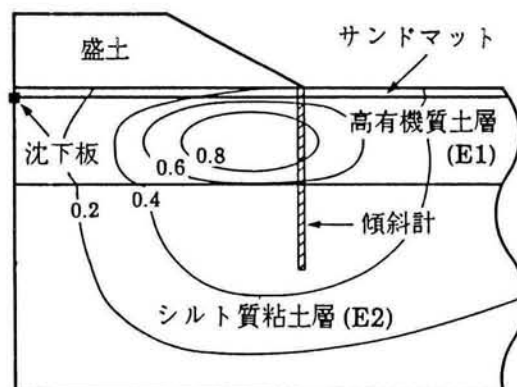
配置決定の基準	計測配置パターン
従来の経験に基づく方法 (実際に設置された配置)	(A + E)
予測変位に基づく方法	(A + D), (B + D), (C + D), (A + E), (B + E), (C + E)
感度解析に基づく方法	(B + D), (B + E)

表-7.2.2 逆解析計算結果

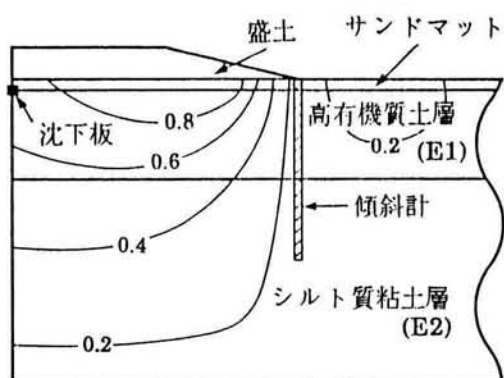
No.	計測配置パターン					逆算 パラメータ (tf/m ²)
	A	B	C	D	E	
1	○			○		E ₁ = 27.0 E ₂ = 139.6
2		○		○		E ₁ = 27.3 E ₂ = 137.6
3			○	○		E ₁ = 26.6 E ₂ = 139.7
4	○				○	E ₁ = 26.8 E ₂ = 139.4
5		○			○	E ₁ = 27.1 E ₂ = 139.3
6			○		○	E ₁ = 26.8 E ₂ = 139.9
正解値						E ₁ [*] = 27.0 E ₂ [*] = 139.0



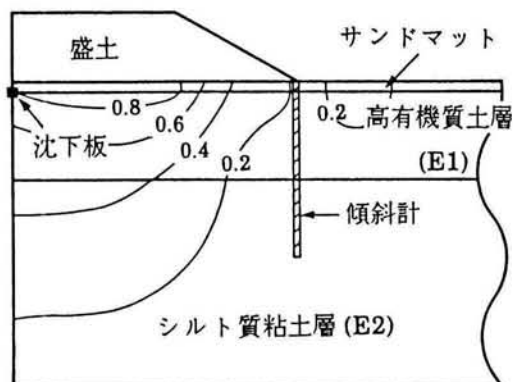
(a) 盛土開始1日後の水平変位



(b) 盛土終了後(28日後)の水平変位



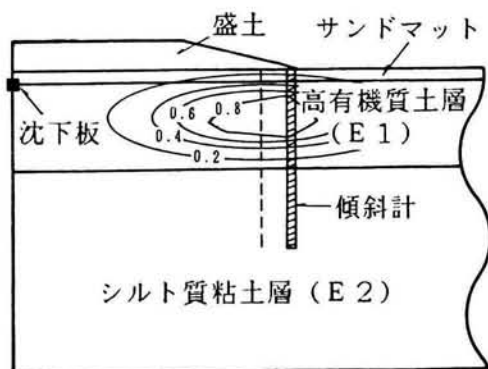
(c) 盛土開始1日後の鉛直変位



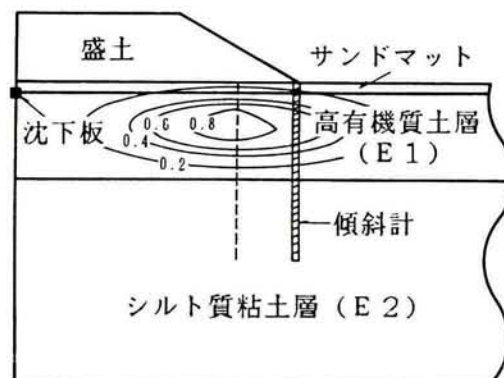
(d) 盛土終了後(28日後)の鉛直変位

図-7.2.1

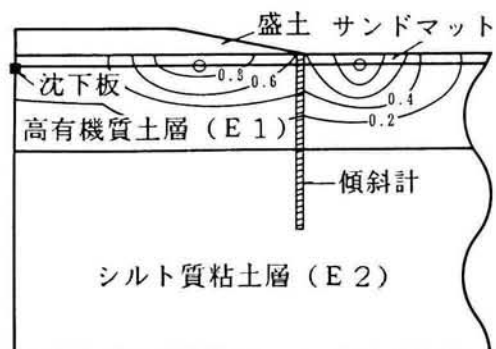
変位の絶対値の分布



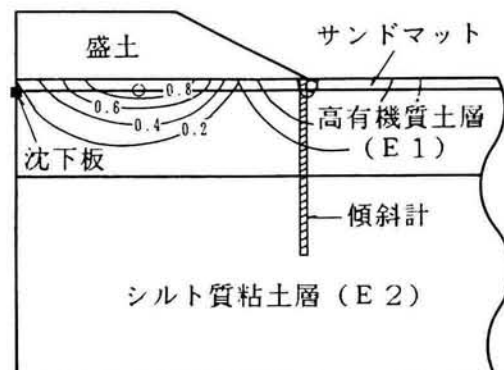
(a) 盛土開始1日後の水平変位感度



(b) 盛土終了後(28日後)の水平変位感度

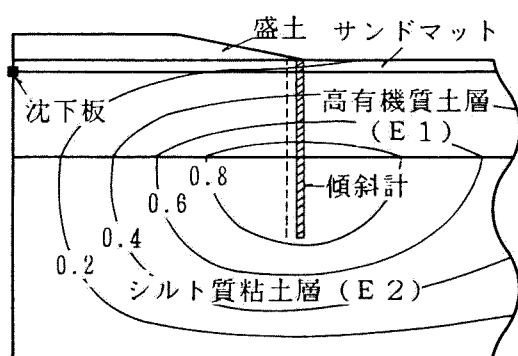


(c) 盛土開始1日後の鉛直変位感度

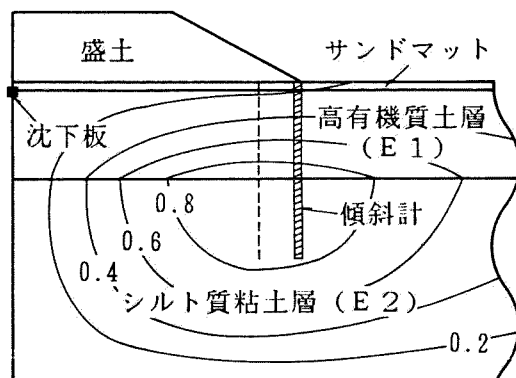


(d) 盛土終了後(28日後)の鉛直変位感度

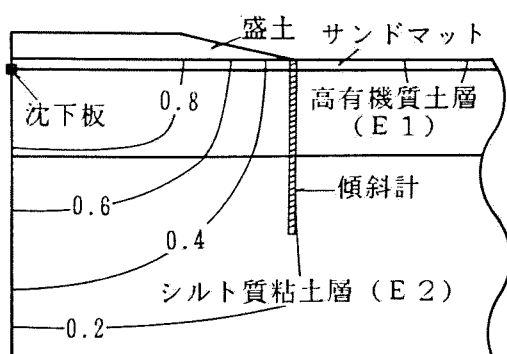
図-7.2.2 高有機質土層のヤング率 E_1 による感度分布



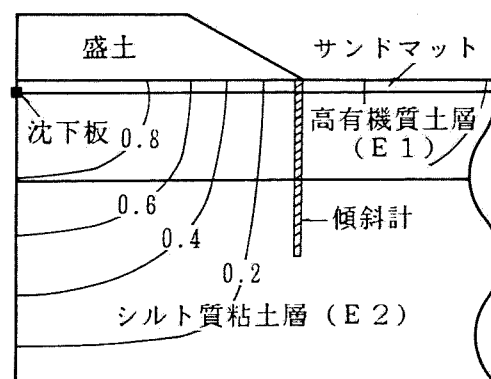
(a) 盛土開始1日後の水平変位感度



(b) 盛土終了後(28日後)の水平変位感度



(c) 盛土開始1日後の鉛直変位感度



(d) 盛土終了後(28日後)の鉛直変位感度

図-7.2.3 シルト質粘土層のヤング率 E_2 による感度分布

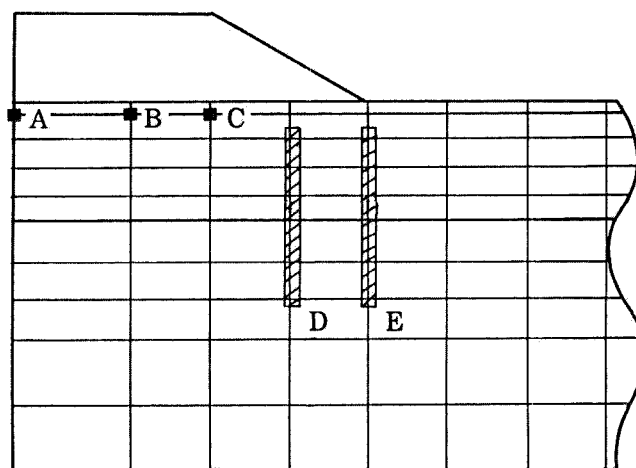


図-7.2.4 計測器の配置場所

7-3 二次元弾性圧密逆解析プログラム (BACCHUS) の開発とその応用

施工手順を考慮した土構造物の挙動予測解析は第1編で検討したように三次元弾塑性解析プログラム (LIMDAC-3D) を用いるのが好ましく、施工中の安全管理にも本プログラムを適用していくことが著者の基本的考えであるが、施工中の計測データから、実挙動に即した弾塑性パラメータを直接逆解析手法により逆算することは現在の数理計画手法では不可能である。したがって、二次元弾性圧密逆解析プログラム (BACCHUS ; Back Analysis of Two-Dimensional Consolidation for High Quality Construction Safety Management) を開発し [Shoji, Ohta, Arai, Matsumoto and Takahashi (投稿予定)]、そこから得られる逆算パラメータ (有効応力ヤング率 E' 、有効応力ポアソン比 ν' 、透水係数 k) を用いて施工安全管理への応用を行うことを検討する。

7-3-1 二次元弾性圧密逆解析プログラム (BACCHUS) の特徴

FEM 逆解析に関する従来の研究については前章 (6-5-2) で既に述べたが、本研究では逆定式化法に比して計算量は多いが、連成問題としての定式化が容易なこと、多層地盤が取り扱えること等の利点を考慮して直接定式化法を用いて解析することにする。

二次元弾性圧密解析プログラムは既に著者等 [Shoji and Matsumoto (1976)] が開発し、種々の問題に適用を行っているが、このプログラムを基に BACCHUS を開発した。ただし、間隙水の扱いは LIMDAC-3D と同じ取扱いとしている。

BACCHUS は、いくつかの地点で沈下量、側方変形が経時的に観測されている場合、計算変位と計測変位の差の二乗和を最小にする物性パラメータ、すなわち弾性係数 E_n 、ポアソン比 ν_n 、透水係数 k_n (n は材料番号を表すインデックス) を決定する最小化問題として扱っている。各計測値間の測定精度の信頼性が等しく、かつ各計測値の重みも等しいとすると、この最小化問題は次式で与えられる。

$$\text{目的関数： } J = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^{Md} (U_i^j - U_i^{*j})^2 \rightarrow \min \quad (7.3.1)$$

$$\text{制約条件： } 0 < E_n \quad (n=1, \dots, N) \quad (7.3.2)$$

$$0 < \nu_n < 0.5 \quad (n=1, \dots, N) \quad (7.3.3)$$

$$0 < k_n \quad (n=1, \dots, N) \quad (7.3.4)$$

ここで、 M ：時間ステップ数、 M_d ：変位の計測値の個数、 U_i^{*j} ：節点における時刻 j の計測変位、 U_i^j ： U_i^{*j} に対応する計算変位、 N ：材料数である。

(7.3.1) 式に示す目的関数の中に間隙水圧の項を入れていない理由は、Arai, Ohta and Kojima (1984) の研究において、間隙水圧を目的関数の中に考慮しても効果がないばかりか悪影響を及ぼすという指摘に従ったためである。

(7.3.1) 式から明らかなように目的関数 J は E_n 、 ν_n 、 k_n ($n=1, \dots, N$) に関して非線形なので、(7.3.1) 式～(7.3.4) 式で表される問題は制約付非線形最小化問題である。

非線形最小化問題に対する数値解法は、一般に制約条件の有無にかかわらず反復解法が用いられる。例外的なものを除くと、反復解法の大部分は図-7.3.1 に示すフローに従っている。このフローの中で主要なステップは「探索方向の決定」の部分である。特に、制約付非線形最小化問題に対しては、この部分が重要で数多くの方法が提案されてきているが、それらはどれもかなり複雑で、計算の手間もかかるものである [Fletcher (1982)]。ところで、本問題においては (7.3.2) 式～(7.3.4) 式で表される制約条件がその境界で満たされるような解 (例えば、 $E_n (>0) \approx 0$) を求めてもその解が物理的意味を持たないので、上で述べた計算の手間を考慮して無制約最小化問題に対して探索方向を決定する方法を適用することにする。なお、制約条件は「探索方向における刻み幅の決定」の部分で境界を越えないように調整する形で考慮していくことにする。すなわち、探索方向と刻み幅からみて、次ステップにおいて制約条件の境界を越えると予想される場合には、次ステップの刻み幅として越えないような小さな値を採用している。

無制約最小化問題に対して探索方向を決定する方法は古くから様々な方法が考案されてきているが、それらは目的関数に関する情報をどこまで使うかによって、表-7.3.1 に示すように2種類に大別される [今野・山下 (1978)]。

探索方向を決定する方法は基本的には目的関数を各反復において得られているヤング率、ポアソン比、透水係数の回りでテイラー近似して、その関数を最小にするような点へ進む方向を求めるという考え方に基づいている。従って数学的にはテイラー近似する際の次数を上げるほど、即ち目的関数の高階の微分値の情報を使うほど収束効率は良くなることが示せる。しかしながら不必要に高階の微分値の情報を用いることは、各階の微分値を計算するサブルーチンをすべて用意しなければならないという膨大な手間がかかるばかりでなく、計算時間をむやみに増大させることにつながる。実用上は、最高でも2階までの微分値の情報を用いた方法が使われており、その中でも表-7.3.1 に示すものが代表的な方法である。この中でニュートン法は、初期値を正解値の十分近くにとることができれば収束が非常に速いことがよく知られているが、目的関数の2階微分値を計算しなければならないという意味で、非常に計算の手間がかかるという欠点を有している。したがって、本問題においては目的関数値及び目的関数の1階微分値の情報を使う方法に限定して考えていくことにする。

未知数、すなわち逆算すべき物性パラメータをまとめて次式のように表記しておく。

$$\mathbf{x} = \begin{Bmatrix} E_n \\ \nu_n \\ k_n \end{Bmatrix} \quad (7.3.5)$$

m 回目の反復において、得られている評価点を \mathbf{x}^m 、(7.3.1)式における J の \mathbf{x} に関する勾配ベクトルを \mathbf{g}^m 、求めるべき探索方向を \mathbf{d}^m とすると、最急降下法、共役勾配法、準ニュートン法によって決定される探索方向はそれぞれ次式で与えられる。

最急降下法；

$$\mathbf{d}^m = -\mathbf{g}^m \quad (7.3.6)$$

共役勾配法；

(Fletcher-Reeves 型)

$$\mathbf{d}^m = -\mathbf{g}^m + \frac{(\mathbf{g}^m)^T(\mathbf{g}^m)}{(\mathbf{g}^{m-1})^T(\mathbf{g}^{m-1})} \mathbf{d}^{m-1} \quad (7.3.7)$$

(Polak-Ribière 型)

$$d^m = -g^m + \frac{(g^m)^T(g^m - g^{m-1})}{(g^{m-1})^T(g^{m-1})} d^{m-1} \quad (7.3.8)$$

ただし、 $m=1$ の時は、 $d^1 = -g^1$

準ニュートン法；

$$d^m = -H_m g^m \quad (7.3.9)$$

ここで、 H_m は準ニュートン更新行列といわれるものでそれぞれ目的関数の2階微分値(ヘッセ行列)の逆行列の近似行列となるように更新されていくもので、さまざまな更新公式が提案されている。その中でDFP公式[Davidon (1959)、Fletcher and Powell (1963)]、BFGS公式[Broyden (1970)、Fletcher (1970)、Goldfarb (1970)、Shanno (1970)]が代表的で、それぞれ次式で与えられる。

(DFP公式)

$$H_{m+1} = H_m - \frac{H_m y^m (y^m)^T H_m}{(y^m)^T H_m y^m} + \frac{s^m (s^m)^T}{(y^m)^T s^m} \quad (7.3.10)$$

(BFGS公式)

$$H_{m+1} = H_m + \left(1 + \frac{(y^m)^T H_m y^m}{(y^m)^T s^m}\right) \frac{s^m (s^m)^T}{(y^m)^T s^m} - \frac{H_m y^m (s^m)^T + s^m (y^m)^T H_m}{(y^m)^T s^m} \quad (7.3.11)$$

ただし、

$$y^m = g^{m+1} - g^m, \quad (7.3.12)$$

$$s^m = x^{m+1} - x^m, \quad (7.3.13)$$

で特に $m=1$ の時は、 $H_1 = I$ (単位行列) である。

今野・山下 (1976) によると、ニュートン法を除けば無制約最小化問題に対しては準ニュートン法が収束性・精度共に非常に良いと報告されているが、各反復において行列 H_m を記憶しておかなければならないという欠点がある。したがって土層の数が非常に多くなると x の次元が非常に大きくなり記憶容量の関係で使えなくなるので、そのような場合は共役勾配法を使わざるを得ない。Arai, Ohta

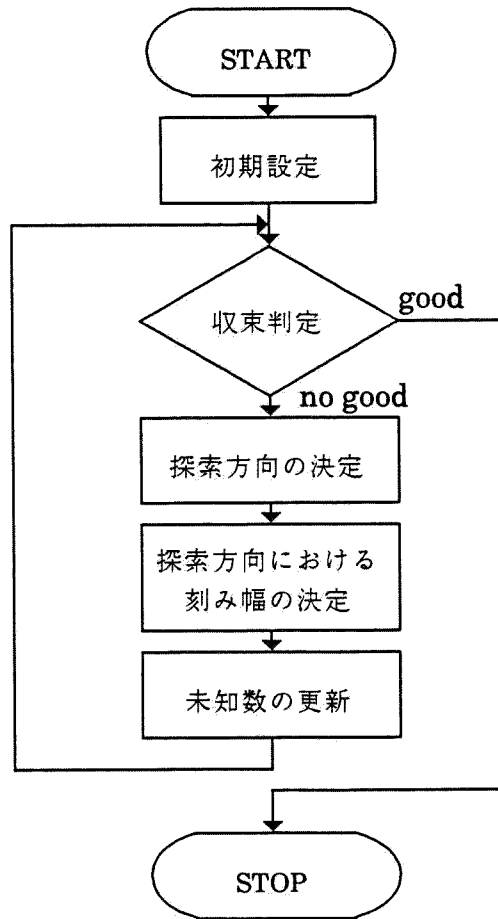
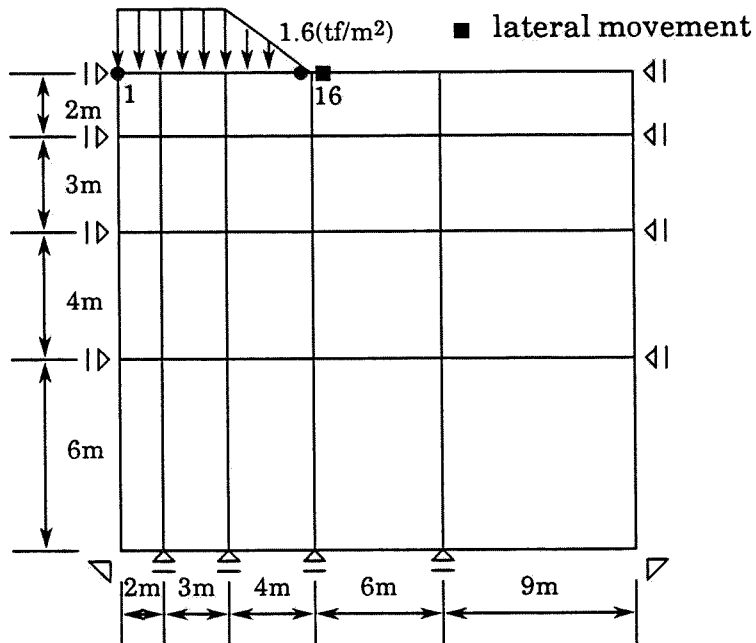


図-7.3.1 最適化の概略フロー

● settlement



ヤング率 (tf/m ²)	E	100
ポアソン比	ν	0.33
透水係数 (m/day)	k	0.0864

図-7.3.2 検討モデル図

表－7.3.1 探索方向を決定する方法の分類

目的関数値及び目的関数の1階微分値の情報を使う方法	最急降下法	解析型、差分型
	共役勾配法	Fletcher-Reeves型、Polak-Ribière型
	準ニュートン法	DFP公式、BFGS公式、SSVM公式
目的関数値、目的関数の1階微分値及び目的関数の2階微分値(ヘッセ行列)の情報を使う方法	ニュートン法	解析型、差分型

表－7.3.2 各最適化手法を用いた結果の比較

方法	反復回数	関数評価回数	CPU(秒)	逆算されたパラメータ
最急降下法	50*	580	338	$E=93.5$ (tf/m ²) $\nu=0.304$ $k=0.035$ (m/day)
準ニュートン法	13	135	79	$E=100.1$ (tf/m ²) $\nu=0.330$ $k=0.087$ (m/day)

(* 反復回数上限打ち切り)

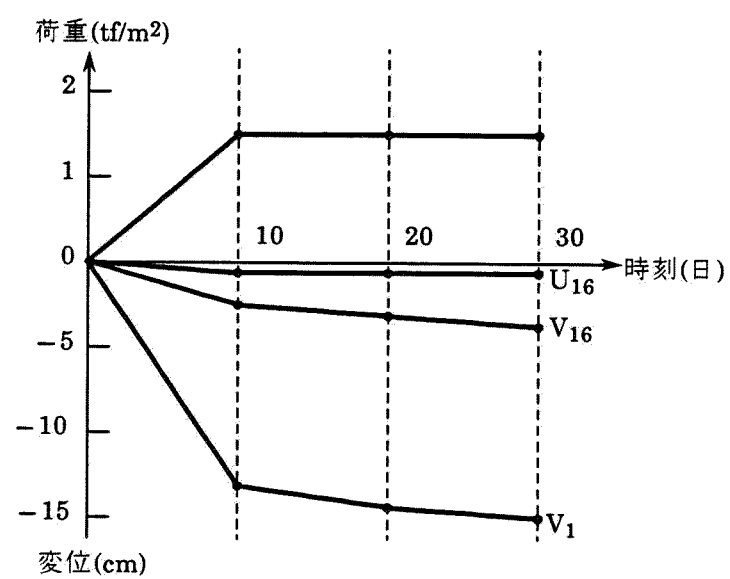
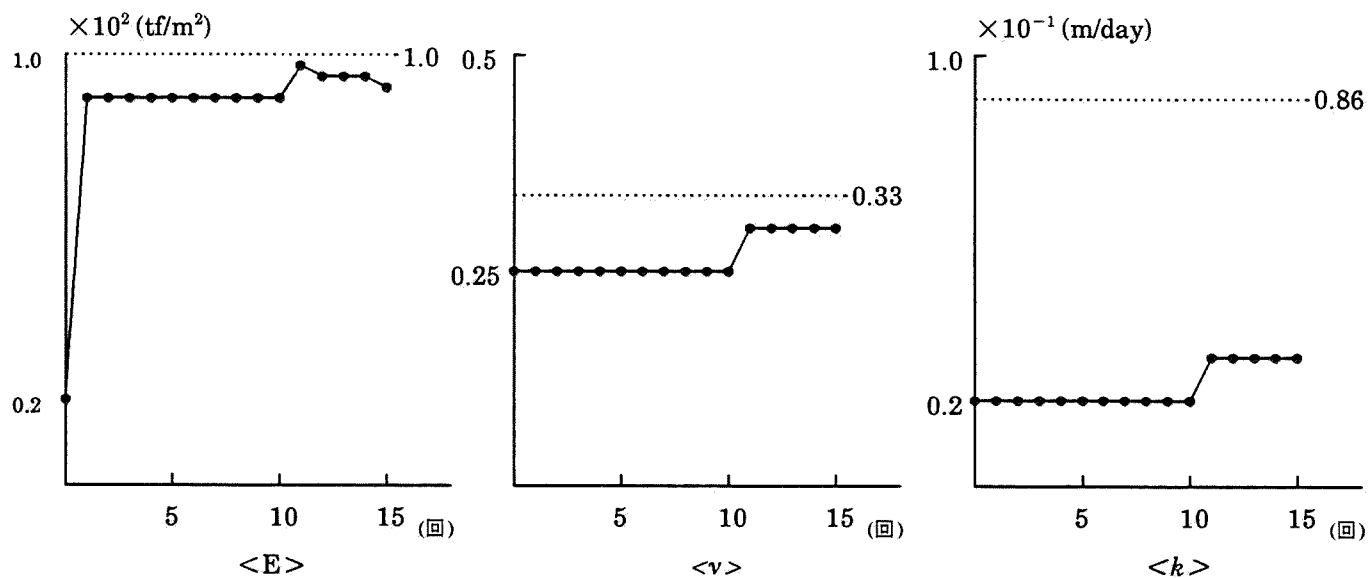
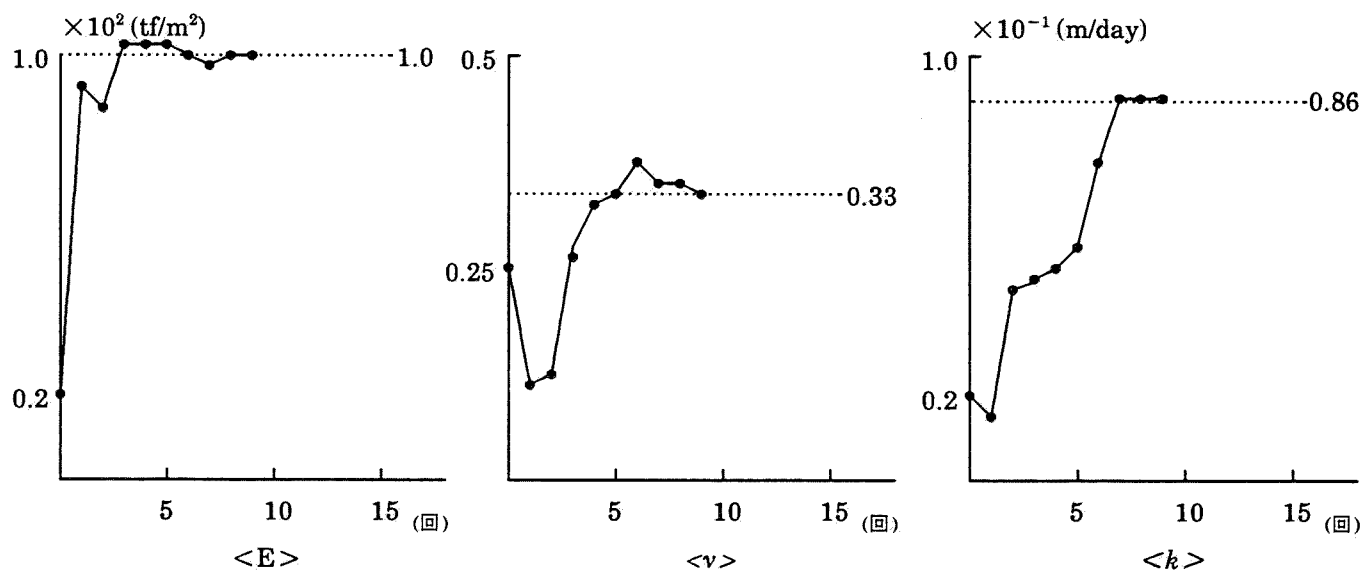


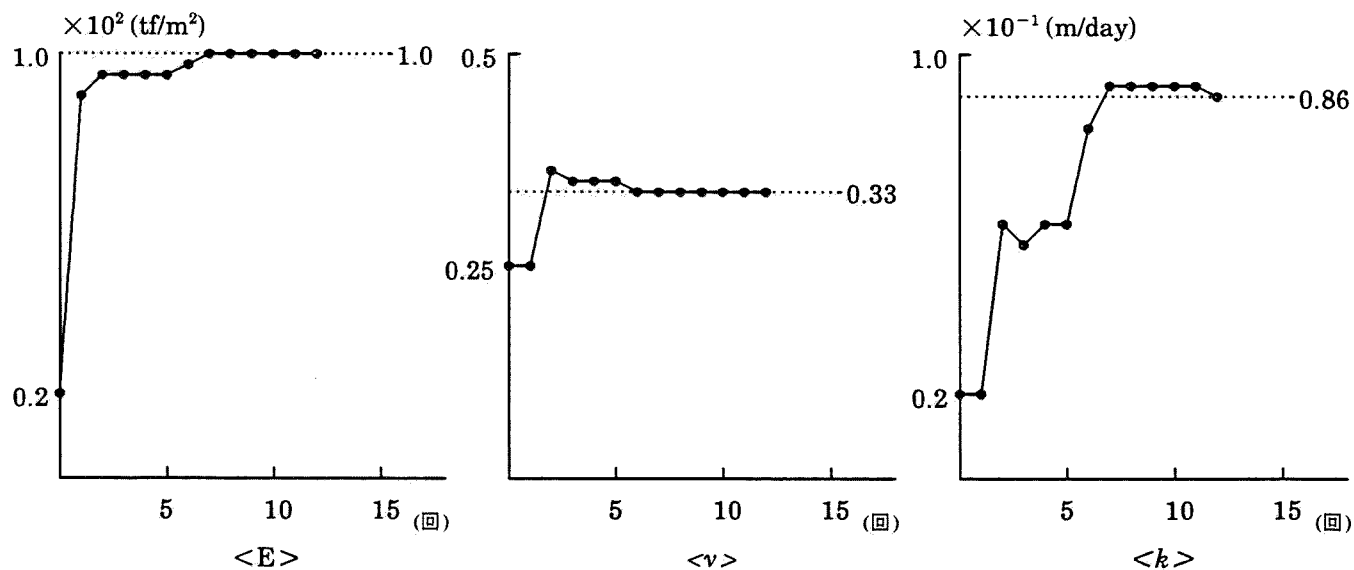
図-7.3.3 経時的な計測変位のデータ



(a) 最急降下法を用いた場合の物性定数の収束履歴



(b) 共役勾配法(Fletcher-Reeves型)を用いた場合の物性定数の収束履歴 [Arai, Ohta and Kojima (1984)]



(c) 準ニュートン法 (BFGS法)を用いた場合の物性定数の収束履歴

図-7.3.4 計算結果

and Kojima (1984) は共役勾配法を用いている。なお、最急降下法は収束効率の悪い場合が多いことから、現在では特殊な問題を除いてはほとんど使われていない。また、理論的には明確ではないが多くの数値実験を行った結果からはDFP 公式よりも BFGS 公式の方が有効であるといわれている。[例えば Dixon (1970)]

以上のような探索方向の決定に関する数値計画法の現況研究に基づいて、本研究では準ニュートン法の BFGS 公式を採用した。BFGS 公式の有効性を検証するために、図-7.3.2 に示す仮想の均質地盤上盛土の圧密を対象に、最急降下法、共役勾配法及び BFGS 公式による結果を比較する。この仮想の均質地盤上盛土モデルは Arai, Ohta and Kojima (1984) が、共役勾配法の実用性を検証するために用いたモデルである。図中に示す物性パラメータを用いて、二次元弾性圧密解析を行い、その結果得られた計算変位のうち図-7.3.3 に示すものを計測変位として与えた。

図-7.3.4 に収束履歴の結果を、また表-7.3.2 に反復計算の結果を示している。なお、図中共役勾配法の結果は Arai, Ohta and Kojima (1984) の結果を引用した。用いたコンピュータが異なるので表-7.3.2 中には共役勾配法の情報は示していない。図-7.3.4 の収束履歴を見る限り、共役勾配法と準ニュートン法の BFGS 公式の優劣はほとんどつけ難いが、やや収束へ至る過程が BFGS 公式の方が安定しているように思われる。これらの結果から、本定式化による非線形最小二乗型問題に対しても、一般に言われているように準ニュートン法の BFGS 公式は非常に有効であることがわかる。

7-3-2 現場への適用例

本節では、二次元弾性圧密逆解析プログラム BACCHUS を実工事及び試験盛土に適用した結果について報告する。

適用した例は盛土に関しては、現場-1、現場-4、現場-5、現場-6 の4現場、土留めに関しては、現場-8 である。なお、現場-2 及び現場-3 は層別沈下量しか計測されていないのでここでは除外することにした。なお、BACCHUS は二次元平面ひずみ状態の構造物を対象としており、シールドトンネルのように掘進に伴い周辺地盤の変状が生じるという三次元的挙動を示すものには不向きであるので適用の対象から除外している。

表－7.3.3 要素数・節点数一覧表

工 事 名	要素数	節点数
現場－1	99 (242)	120 (273)
現場－4	98 (255)	120 (333)
現場－5	110 (348)	132 (374)
現場－6	99 (226)	120 (257)
現場－8	153 (266)	180 (300)

5現場すべてに対して、各々盛土ステップ、掘削ステップに対応して全圧密期間をいくつかに分割して初期から注目すべき期間終了までの物性パラメータは一定であるとして、計測変位と計算変位の誤差の二乗和を最小にするという意味で計測変位に最もよく合うような物性パラメータを決定することにした。これは Arai, Ohta and Kojima (1984) が提案する逆解析手法の中で method II と呼ばれているものに対応している。

なお、本逆解析手法においてはモデル全体の平均的な物性パラメータを推定していることになるので、あまり細かいFEMメッシュは不要で、CPUの短縮もかねて第1編の挙動予測解析で用いたFEMメッシュよりも少し粗いメッシュ(約半分)を用いている。

各モデルにおける要素数、節点数は表-7.3.3に示す通りである。括弧内に記した数字は第1編の解析に用いたものである。

7-3-2-1 盛土工事への適用

盛土工事へBACCHUSを適用するに当たり、現場-1及び現場-4における境界条件は既に第1編第3章においてLIMDAC-3Dを用いた解析を行った時に用いたものと同一である。他の盛土(現場-5、現場-6)についても現場-1、現場-4と同様、下層境界は砂層があるため排水条件、側方境界は静水圧規定を行っている。変位についても同様に下部は固定、側方は鉛直ローラである。

表-7.3.4は、各盛土において逆解析対象各期間ごとにどのように逆算パラメータが推移しているかを示している。各盛土における解析対象期間は図-7.3.5～図-7.3.8に示す逆算パラメータを用いた二次元圧密解析結果に同時に示している。これらの図には、さらに初期設定時のパラメータを用いた圧密解析結果を示している。初期設定時のパラメータは、ヤング率に関しては第1編2-4で検討を行った簡易予測解析法において圧密終了時の沈下量予測に対して E_{50} 及び m_v から有効応力弾性係数を算定したが、そのうち実測値によく合致した方を用いた。すなわち、現場-1及び現場-6は E_{50} から、現場-4及び現場-5は m_v から算定したものである。ポアソン比に関しては、Iizuka and Ohta (1987)に基づいて塑性指数

表-7.3.4 逆算パラメータの推移

(a) 現場-1

	土層	初期値	期間 1	期間 2	期間 3	期間 4
ヤング率 (tf/m ²)	高有機質土	27	83	96	82	68
	シルト	139	677	82	85	190
ポアソン比	高有機質土	0.43	0.46	0.0	0.0	0.1
	シルト	0.39	0.24	0.0	0.0	0.0
透水係数 (m/day)	高有機質土	9.5×10^{-4}	1.0×10^{-3}	9.9×10^{-4}	1.2×10^{-3}	1.4×10^{-3}
	シルト	6.0×10^{-4}	5.7×10^{-4}	5.8×10^{-4}	4.5×10^{-4}	4.2×10^{-4}

(b) 現場-4

	土層	初期値	期間 1	期間 2	期間 3	期間 4
ヤング率 (tf/m ²)	砂質土	280	333	333	290	256
	高有機質土	13	12	16	20	21
	粘性土	100	219	282	144	206
ポアソン比	砂質土	0.33	0.33	0.49	0.33	0.44
	高有機質土	0.42	0.12	0.10	0.34	0.35
	粘性土	0.32	0.28	0.27	0.31	0.26
透水係数 (m/day)	砂質土	8.64	—	—	—	—
	高有機質土	7.4×10^{-3}	9.6×10^{-3}	7.8×10^{-3}	7.6×10^{-3}	9.8×10^{-3}
	粘性土	1.5×10^{-3}	5.2×10^{-5}	1.1×10^{-3}	1.3×10^{-3}	1.0×10^{-3}

(c) 現場-5

	土層	初期値	期間1	期間 2	期間 3
ヤング率 (tf/m ²)	高有機質土	10	24	21	13
	砂質土	1500	1707	3622	1932
	粘性土	103	187	121	127
ポアソン比	高有機質土	0.25	0.25	0.21	0.32
	砂質土	0.25	0.25	0.23	0.25
	粘性土	0.32	0.30	0.38	0.35
透水係数 (m/day)	高有機質土	6.9×10^{-2}	7.1×10^{-2}	8.5×10^{-2}	7.6×10^{-2}
	砂質土	8.6×10^{-1}	8.6×10^{-1}	9.7×10^{-1}	8.7×10^{-1}
	粘性土	4.3×10^{-2}	4.3×10^{-2}	5.0×10^{-2}	4.5×10^{-2}

(d) 現場-6

	土層	初期値	期間 1	期間 2
ヤング率(tf/m ²)	高有機質土	85	114	106
ポアソン比	高有機質土	0.40	0.23	0.26
透水係数(m/day)	高有機質土	7.8×10^{-3}	7.0×10^{-3}	8.1×10^{-3}

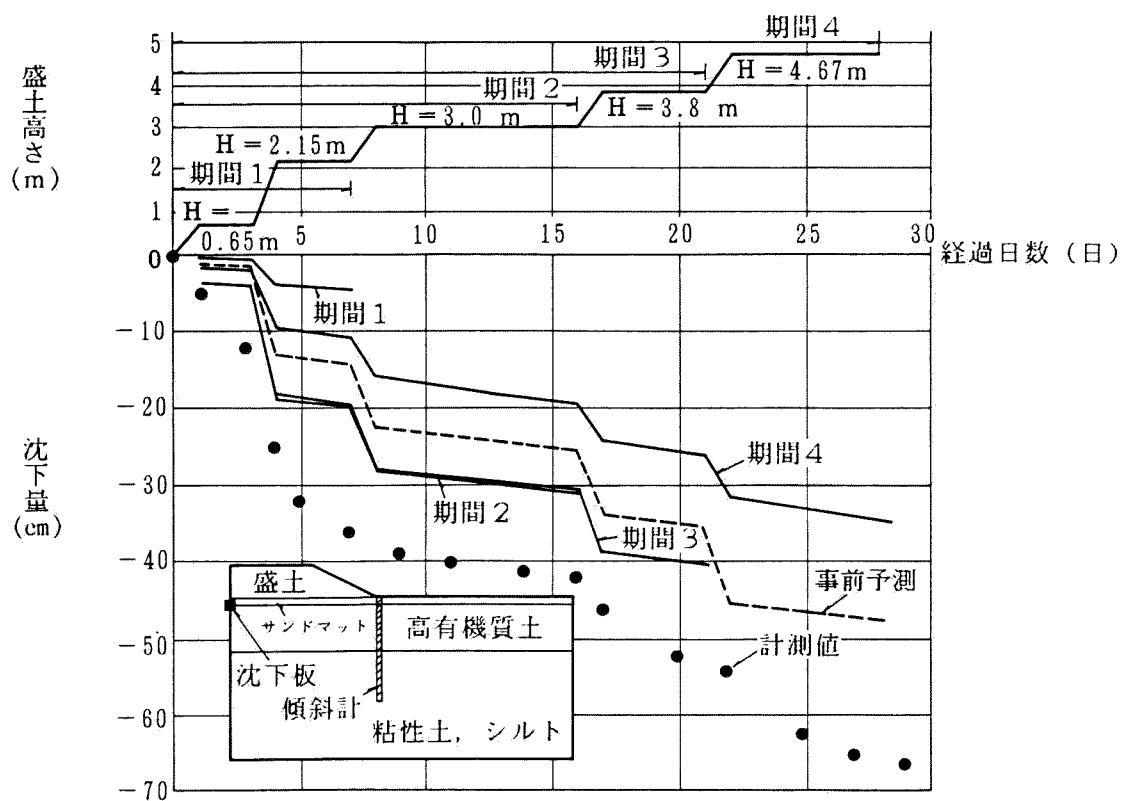


図-7.3.5 現場-1 逆解析結果 (沈下量)

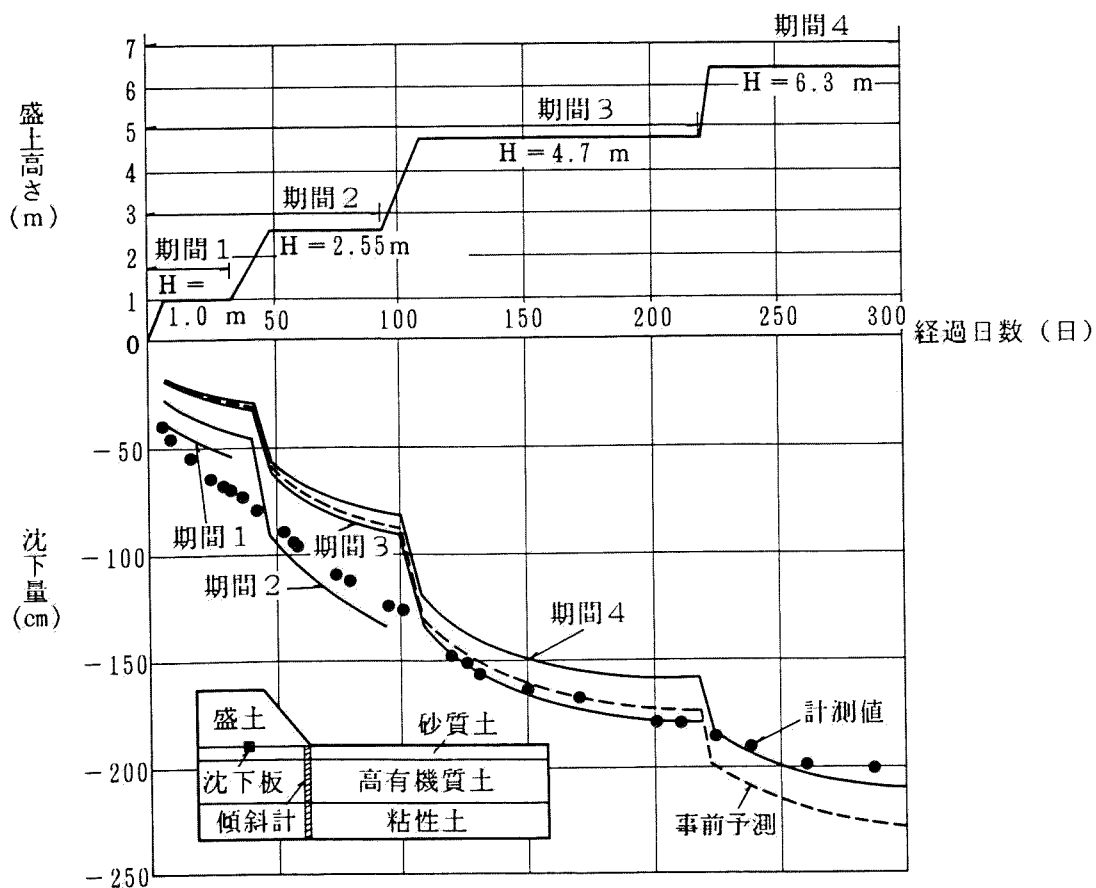


図-7.3.6 現場-4 逆解析結果 (沈下量)

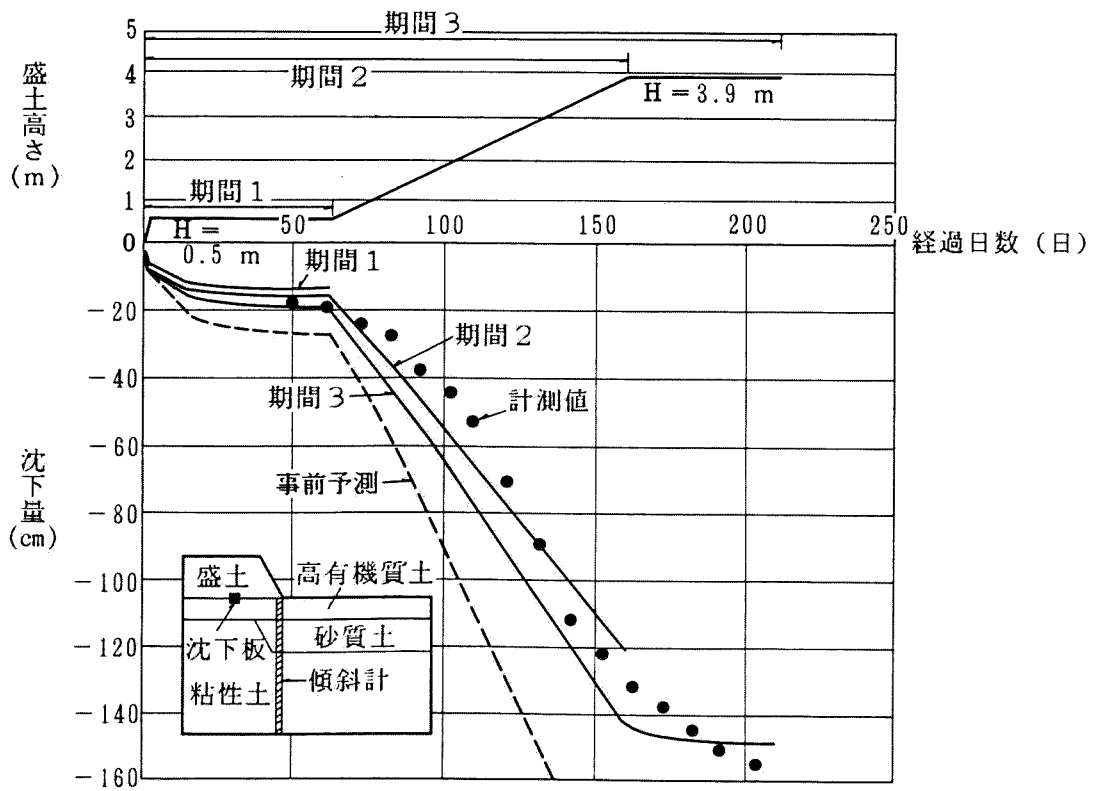


図-7.3.7 現場-5 逆解析結果 (沈下量)

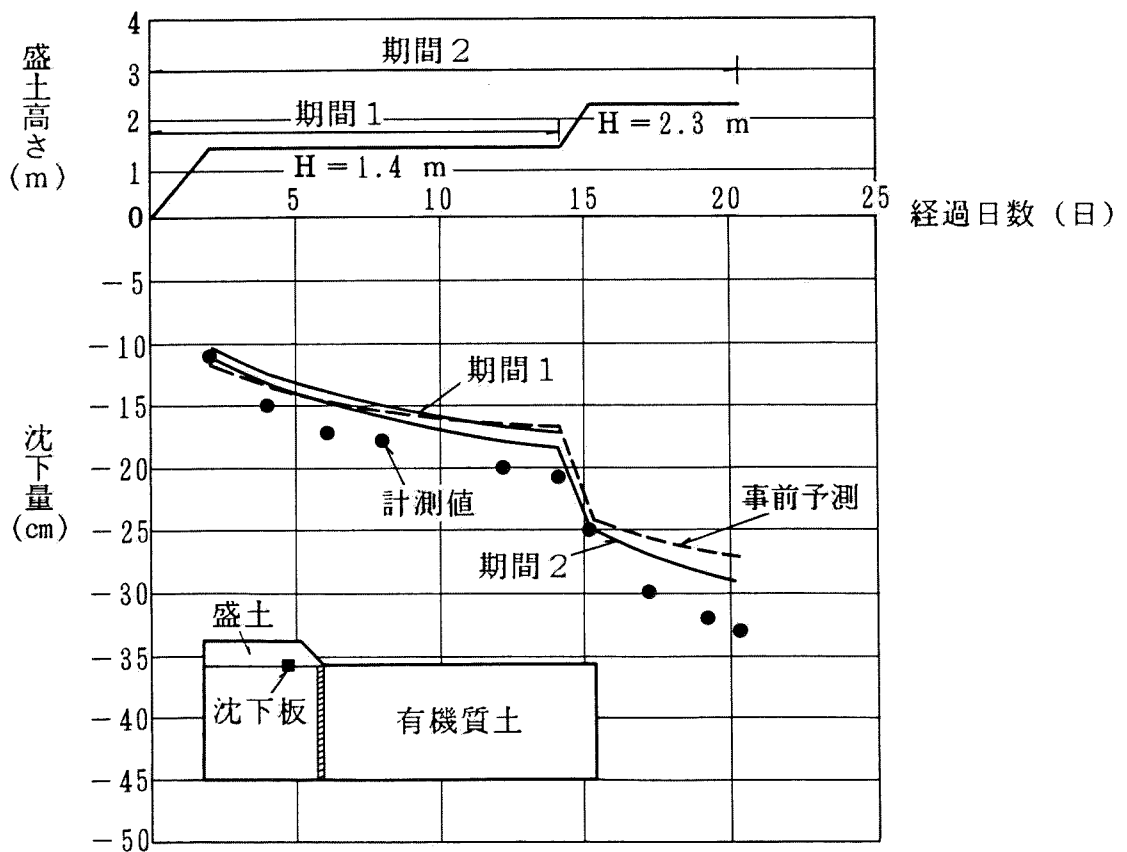


図-7.3.8 現場-6 逆解析結果 (沈下量)

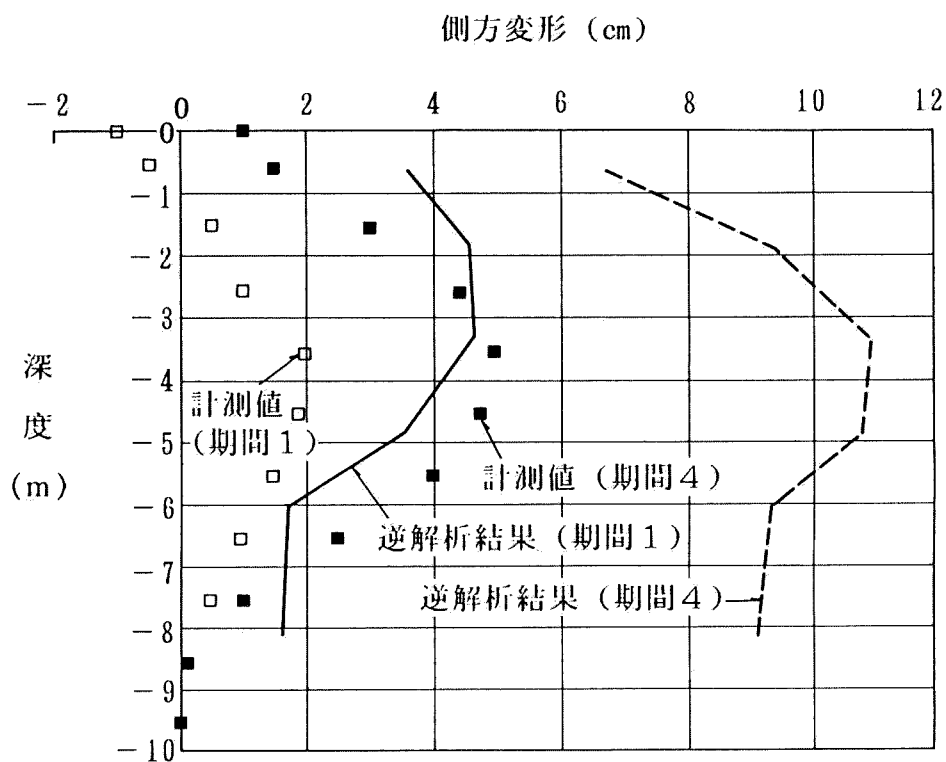


図-7.3.9 現場-1 逆解析結果 (側方変位)

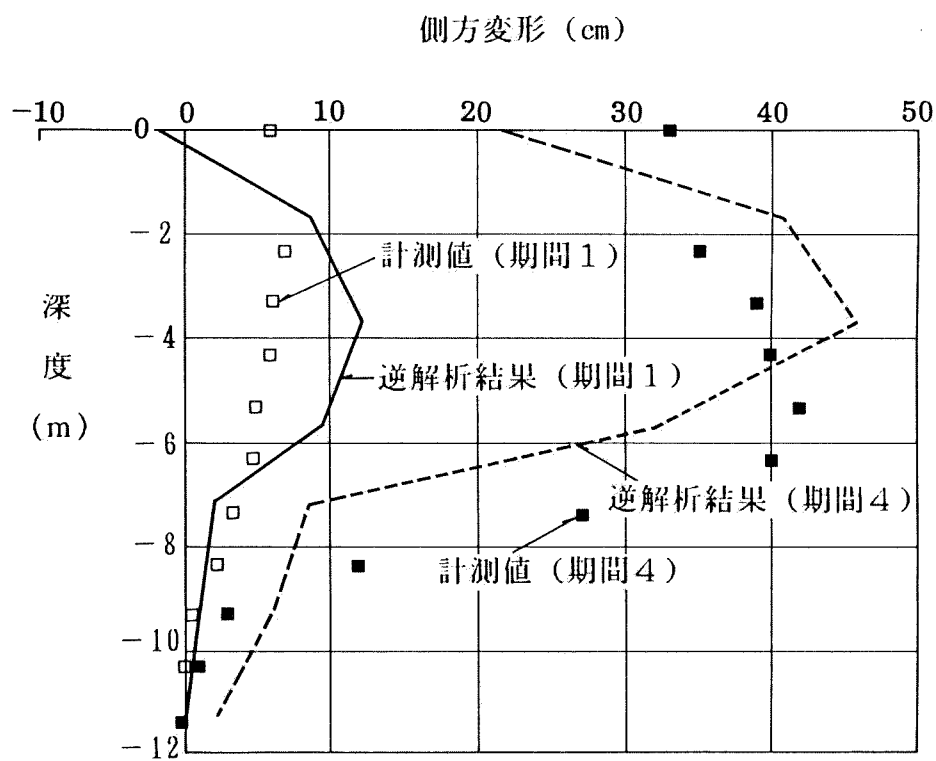


図-7.3.10 現場-4 逆解析結果 (側方変位)

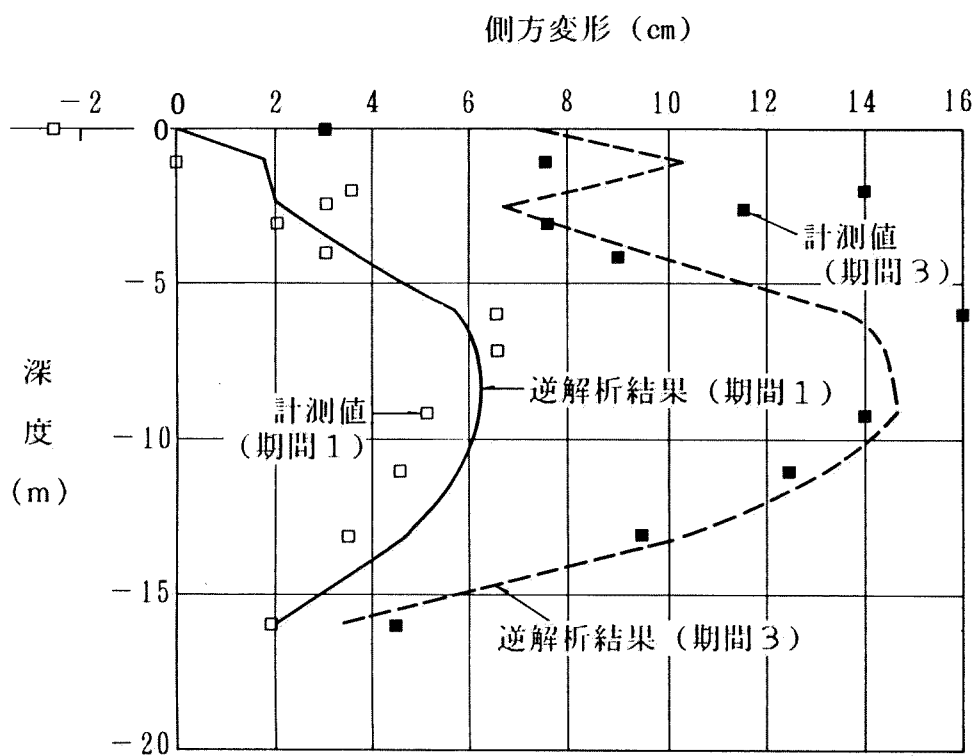


図-7.3.11 現場-5 逆解析結果 (側方変位)

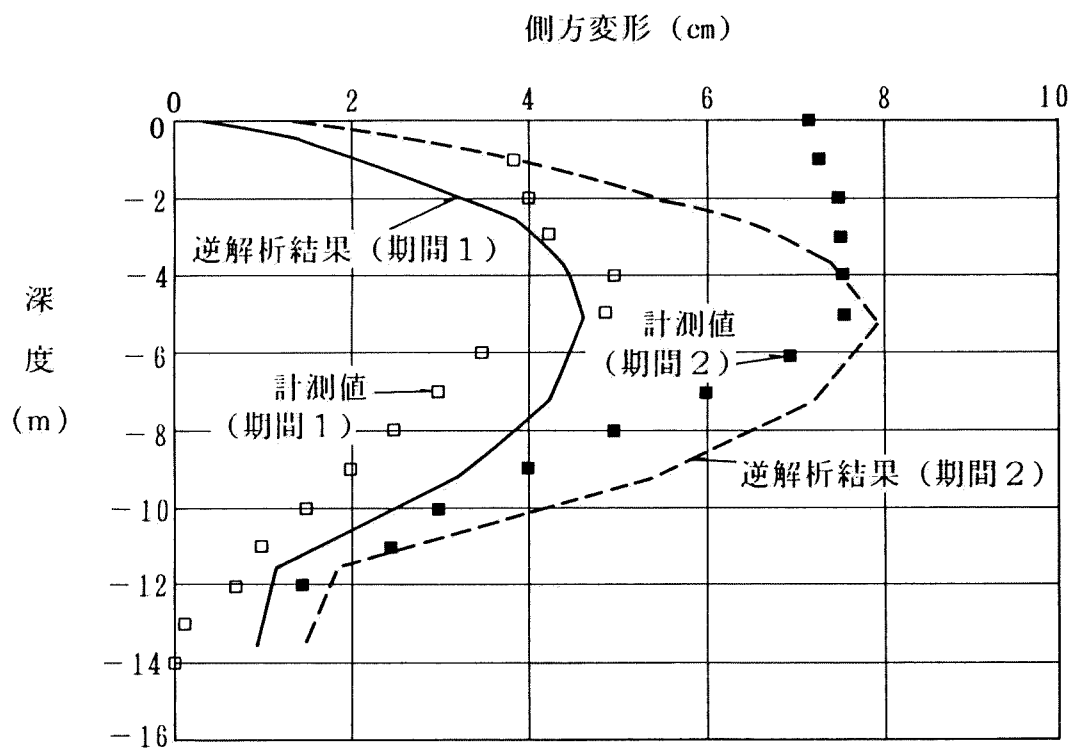


図-7.3.12 現場-6 逆解析結果 (側方変位)

から推定したもの、透水係数については標準圧密試験結果を用いている。図-7.3.9～図-7.3.12は側方変形について示している。

以上の結果から、二次元弾性圧密逆解析(BACCHUS)はかなり高い信頼性で次工程を予測していることが理解できる。当然のことではあるが盛土が進むにつれ予測精度が向上している。ただし、現場-1の場合逆算されたパラメータの値が工学的に判断しておかしいと考えられ、本逆解析手法の適用が妥当であったかを検討し直す必要があるだろう。すなわち、現場-1の挙動は沈下量に比べて側方変形が極めて小さく、地盤の等方性及び線形性を仮定した弾性解析では、いくらヤング率とポアソン比を変動させても挙動に合致する値を得ることが難しいことを示している。例えば、ポアソン比が計測による側方変形に一致させようとしてほとんど0になっており、常識的には考え難い数値となっている。このような場合、本逆解析手法を直接適用して情報施工を進めていくのは困難であり、経験者の判断や、地盤の異方性ならびに弾粘塑性を考慮した解析(例えばLIMDAC-3D)を併用して施工安全管理に当たる必要がある。また表-7.3.4からわかるように、パラメータの推移はヤング率、ポアソン比、透水係数の順に変動しており、透水係数は余り支配的ではない。

7-3-2-2 土留め工への適用

土留め工への適用性を検討するために、現場-8を対象とする。当工事は、第1編第3章でLIMDAC-3Dによる解析を行っているので、それと同一の境界条件を採用している。すなわち、変位に関しては側方は鉛直ローラ、下方は固定とし、水圧に関しては掘削面及び下端が砂層であるので排水境界とし、他は非排水境界とした。土留め工への適用に当たり、盛土と比べ特に異なる点は切梁の扱いである。すなわち、逆解析を行う時は計測されている切梁反力を用いてパラメータの逆算を行う。次にそのパラメータを用いて次ステップの挙動予測を行う場合には、切梁反力と土留め壁の水平変位からバネ定数を算定し、それを用いて予測した。表-7.3.5に用いた切梁反力とバネ定数を示す。表-7.3.6は各掘削ステップごとに逆算されるパラメータの推移を示す。初期値は E_{50} から推定した有効ヤング率及び塑性指数PIから推定したポアソン比を用いている。また、透水係数は標

表-7.3.5 切梁反力及びバネ定数(現場-8)

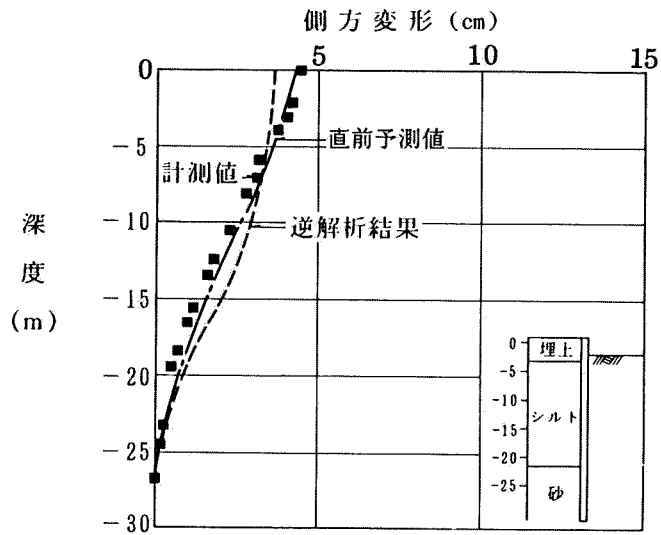
掘削 切梁 (次)	掘削 (段)	2	3-(1)	3-(2)	4	5	6
1		17.0 326.9	13.1 284.8	10.3 234.1	10.7 261.0	10.8 240.0	11.0 255.8
2		— —	23.1 330.0	28.3 393.1	32.4 469.6	29.6 384.4	27.2 348.7
3		— —	— —	— —	27.1 301.1	23.6 248.4	19.1 196.9
4		— —	— —	— —	— —	16.8 197.6	13.7 155.7
5		— —	— —	— —	— —	— —	18.5 284.6

上段:切梁反力(tf)
下段:バネ定数(tf/m)

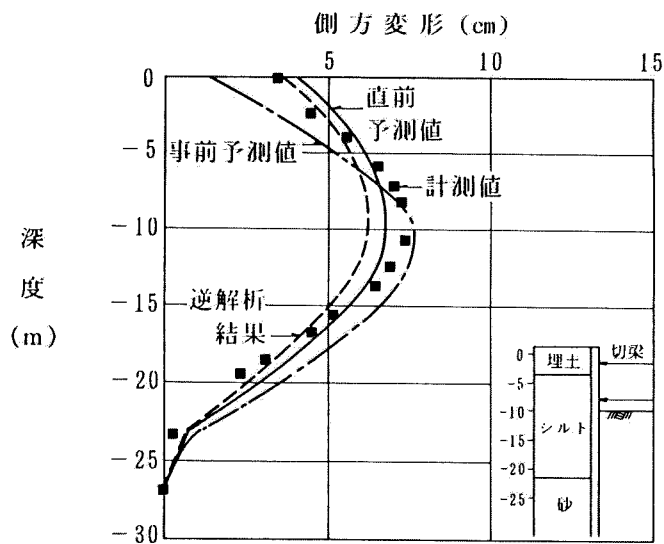
表-7.3.6 逆算パラメータの推移

(a) 現場-8

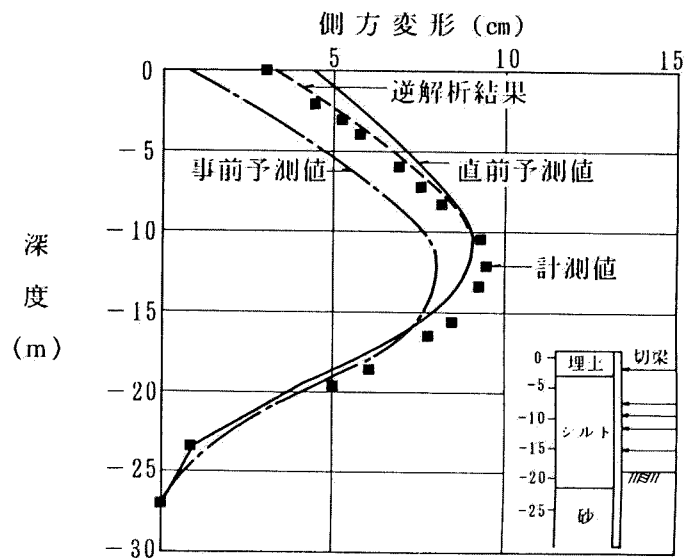
掘削段数 (経過日数)			1 (31日)	2 (62日)	3-(1) (85日)	3-(2) (109日)	4 (136日)	5 (168日)	6 (201日)
	初期値		逆解析結果						
ヤング 率 (tf/m ²)	埋土	62.0	62.1	62.3	62.7	63.7	63.7	63.7	64.2
	シルト	530.0	539.9	810.1	906.8	1112.5	1120.4	1121.6	1060.3
ポアソ ン比	埋土	0.33	0.33	0.34	0.34	0.35	0.35	0.35	0.35
	シルト	0.41	0.34	0.19	0.12	0.00	0.00	0.00	0.35
透水係 数 (m/day)	埋土	8.6	11.3	16.2	20.8	29.0	30.0	30.0	19.1
	シルト	2.4×10^{-4}	2.4×10^{-4}	3.0×10^{-4}	3.3×10^{-4}	3.3×10^{-6}	3.2×10^{-6}	3.2×10^{-4}	5.4×10^{-4}



(a) 第1段掘削終了時



(b) 第3-1段掘削終了時



(c) 第5段掘削終了時

図-7.3.13 現場-8 逆解析結果(側方変位)

準圧密試験の結果を初期値としている。なお、土留め壁が打ち込まれている砂層はヤング率が非常に大きいので逆解析の対象から除き、埋土とシルト層を対象としている。また、図-7.3.13(a)、(b)、(c)は、第1段、第3-1'段及び第5段掘削終了時の逆解析結果を示している。この図には、同時にヤング率の初期値として E_{50} を用い非排水条件で解析を行った第1編第2章の図-2.4.7に示す解析結果を事前予測値として、前ステップで得られた逆算パラメータを用いた次ステップ予測解析値(直前予測値)と共に参考のために示している。直前予測値は掘削が進むにつれ精度が向上しており、当手法が有効であることがわかる。また、シルト質のヤング率が掘削が進むにつれ増大していることも興味深い。

7-3-3 弾性圧密逆解析結果を用いた弾塑性パラメータの推定

弾性圧密逆解析プログラム(BACCHUS)を用いることによって計測変位に見合った弾性パラメータが求められ、さらに次工程での沈下量・変位量がかなりの精度で予測できることを7-3-2で示した。しかし、本解析法は本来弾塑性的性質を有する地盤を線形弾性体と見なしたものであり、このような仮定をおくことは、次工程での荷重変動や圧密の進行に伴う地盤内応力変化による剛性の低下もしくは増加を考慮することができない。また、本解析法はヤング率、ポアソン比、透水係数といった変形及び透水パラメータのみを推定するだけであり、施工安全管理への適用、つまり地盤の破壊予測まで考えると二次元弾性圧密逆解析結果を用いた強度パラメータもしくは弾塑性パラメータの新たな推定法を考案する必要性が生じる。荒井・片瀬(1984)、Arai, Ohta, Kojima and Wakasugi(1986)は逆解析を用いたせん断強度の推定法を提案している。しかし、これらの研究は応力-ひずみ関係がDuncan & Changモデルにのみ従うものとし、ひずみによって双曲線を規定しているため最小主応力の増減による変形係数の変動を考慮することができない。また、せん断強度の推定は最終荷重に近いレベルに達していないと困難であるという結論を得ており、施工安全管理に用いるには不十分である。

本節では、BACCHUSによって得られた弾性パラメータを利用して、Sekiguchi and Ohta(1977)によるモデルに必要な弾塑性パラメータを推定する方法を提案し、現場-4、現場-6を例にとって本方法の適用性を検討するとともに

施工安全管理への利用法について言及している [Shoji, Ohta, Matsumoto and Morikawa (投稿予定)]。

7-3-3-1 弾性パラメータからの弾塑性パラメータの推定法

7-3-3-1.1 目的関数の設定

ここで提案する弾塑性パラメータ推定法は、弾性圧密逆解析で得られた弾性変形パラメータと何らかの方法で仮定された弾塑性パラメータを用いた弾塑性解析から求められる見掛けの変形係数とを比較し、その差が最小となる弾塑性パラメータを探索することを基本的な考え方とする。

一般的に外荷重 (盛土圧など) による地盤の変形は圧密に起因する体積変形成分と非排水状態での即時変形に対応するせん断変形成分に分けて考えることができる。それらに対応する変形係数は、体積弾性係数 K 及びせん断弾性係数 G であり、本論文で用いられている弾性圧密逆解析によって求められる第 n 層のヤング率 E'^n 及びポアソン比 ν'^n から次式によって与えられる。

$$K^n = \frac{E'^n}{3(1-2\nu'^n)} \quad (7.3.14)$$

$$G^n = \frac{E'^n}{2(1+\nu'^n)} \quad (7.3.15)$$

一方、弾塑性解析においても見掛け上の体積弾性係数とせん断弾性係数を求めることができる。図-7.3.14 はその概念図であり弾塑性解析によって求められた各要素ごとのある時点での有効応力-ひずみ関係における割線勾配を見かけの体積弾性係数 K_i^n 及びせん断弾性係数 G_i^n として次式によって規定する。

$$K_i^n = \frac{\Delta p_i^n}{\varepsilon_v} \quad (7.3.16)$$

$$G_i^n = \frac{\Delta \tau_{max\ i}^n}{\gamma_{max\ i}^n} \quad (7.3.17)$$

$$\Delta p' = \frac{\Delta \sigma'_x + \Delta \sigma'_y + \Delta \sigma'_z}{3} \quad (7.3.18)$$

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} \sqrt{(\Delta \sigma'_x - \Delta \sigma'_y)^2 + 4\Delta \tau_{xy}^2} \quad (7.3.19)$$

ここで、 $\Delta \sigma'_x$ 、 $\Delta \sigma'_y$ 、 $\Delta \sigma'_z$ 、 $\Delta \tau_{xy}$ はそれぞれ初期状態からの増分の有効応力各成分であり、 ε_v は体積ひずみ、 γ_{max} は最大せん断ひずみをあらわす。また、添字 i は第 n 層 i 番目の要素を表している。

以上のようにして求められた K_i^n 、 G_i^n と弾性圧密逆解析による K^n 、 G^n の誤差の二乗和を最小とする弾塑性パラメータの組合せが得られた時、それをその地盤第 n 層における弾塑性パラメータと考えることにする。

本研究では次式に示す目的関数 J^n を考え、

$$J^n = \sum_i \left\{ \alpha_i^n \left(\frac{K_i^n - K^n}{K^n} \right)^2 + \beta_i^n \left(\frac{G_i^n - G^n}{G^n} \right)^2 \right\} \rightarrow \min. \quad (7.3.20)$$

となる弾塑性パラメータを探索した。

ただし、(7.3.20) 式において、体積弾性係数とせん断弾性係数の値の違いによる影響を消去するために、それぞれの誤差をさらに K^n 、 G^n で割り、正規化している。

また α_i^n 、 β_i^n は各要素に対する重みでそれぞれ次式で表される。

$$\alpha_i^n = \frac{\varepsilon_{vi}^n}{\varepsilon_v^{n \max}} \quad (7.3.21)$$

$$\beta_i^n = \frac{\gamma_{max \ i}^n}{\gamma_{max}^n} \quad (7.3.22)$$

$\varepsilon_v^{n \max}$ 、 $\gamma_{max}^{n \max}$ は第 n 層における最大の体積ひずみと最大せん断ひずみを表し、 ε_{vi}^n 、 $\gamma_{max \ i}^n$ は第 n 層 i 番目の要素の体積ひずみと最大せん断ひずみを表す。すなわち、各層ごとにひずみが大きく生じる要素ほど目的関数に大きな影響を与えることを意味している。

7-3-3-1.2 関口・太田によるモデルの弾塑性パラメータとその仮定

弾性圧密逆解析によって求まるパラメータは有効ヤング率、有効ポアソン比、透水係数の他、要素ごとの初期からの増分有効応力とひずみが挙げられる。一方、関口・太田による弾塑性構成モデルを用いた弾塑性変形・浸透流連成解析(LIMDAC-3D)を行うために必要なパラメータは、第1編第3章の表-3.4.1に示したように、不可逆比 Λ 、限界状態パラメータ M 、ダイラタンシー係数 D 、有効ポアソン比 ν' 、先行圧密降伏応力 σ_{vo}' 、先行圧密時静止土圧係数 K_0 、原位置有効上載圧 σ_{vi}' 、原位置静止土圧係数 K_i 、そして透水係数 k である。これらのパラメータのうち、弾性圧密逆解析によって求まるパラメータと共通のものは透水係数 k だけであり、有効ポアソン比については、弾性圧密逆解析の結果は塑性変形の影響を受けているため弾塑性解析の弾性部分の有効ポアソン比とは等しくない。したがって、透水係数以外の弾塑性パラメータをすべて推定する必要がある。厳密に言えば二次元弾性圧密逆解析から得られる透水係数 k は、同時に得られるヤング率とポアソン比と一組になって使われるべきもので、いかにこれと等価な弾塑性パラメータを求めたとしても完全には等価とならないので、この透水係数をLIMDAC-3Dに用いることは正しくないが、本研究では便宜上適用することにする。

(7.3.20)式で示した目的関数を最小にするような弾塑性パラメータを一般の逆解析のように数理計画手法を用いて求めることは、弾塑性構成方程式が応力をパラメータにしているため不可能である[荒井・片瀬(1984)]。したがって、(7.3.20)式を最小とするような弾塑性パラメータは総当たりの方法で探索せざるを得なくなる。しかし、このままでは推定するパラメータの数があまりにも多いため、いくつかのパラメータは工学的な見地から既知なものとして取り扱うこととする。実際問題として、土工事(特に盛土工事)を行う場合、少なくとも基礎地盤の物理試験と標準圧密試験は実施されているのが通例である。これらの試験により、単位体積重量 γ_t 、圧密降伏応力 σ_{vo}' 、圧縮指数 λ 、初期間隙比 e_0 が求められる。

本研究では、この内単位体積重量から求められる初期体積応力 σ_{vi}' 及び圧密降伏応力 σ_{vo}' は既知であるものとする。圧縮指数 λ 及び初期間隙比 e_0 については圧密弾

性逆解析から得られた E' 、 ν' を用いて次式により仮定する。

$$\frac{1+e_o}{\lambda} \cdot p' = \frac{E'}{3(1-2\nu')} \quad (7.3.23)$$

ここで、 p' は各土層中央深度での平均有効応力である。

他のパラメータは、図-7.3.15 に示す手順で決定するものとした。この決定手順は、理論式及び過去における実験式・提案式を組み合わせたものであり [Iizuka and Ohta (1987) 参照]、この手順を用いると有効内部摩擦角 ϕ' のみをパラメータとして、他の全弾塑性パラメータを推定することができる。

ϕ' は土層種類や、塑性指数 PI からある程度その値のとり範囲を予想できるものである。その範囲の中で ϕ' を少しずつ変化させて全弾塑性パラメータを仮定し、そのパラメータを用いた弾塑性解析を行う。各土層ごとに少しずつ変化させた ϕ' の中で (7.3.20) 式で設定した目的関数 J^n を最も小さくする弾塑性パラメータの組合せをその土層の弾塑性パラメータと見なすことにする。

以上述べた弾性パラメータからの弾塑性パラメータ推定法のフローを図-7.3.16 に示す。これらの一連の作業はコンピュータプログラム SOMBAC (Estimation of the Sekiguchi-Ohta Model Parameters Using BACCHUS) によって処理される。

7-3-3-2 実用性の検討

7-3-3-1 で提案した弾性圧密逆解析結果を用いた弾塑性パラメータ推定法を第1編で示した現場-4 及び現場-6 に対して適用し、本方法の妥当性を検討する。

図-7.3.17 ~ 図-7.3.18 は現場-4・現場-6 両造成盛土工事の盛り立て工程と、弾塑性パラメータの推定のために行った二次元弾性圧密逆解析の実施期間を示している。

図-7.3.19 及び図-7.3.20 はそれぞれ現場-4 及び現場-6 に対する ϕ' (有効内部摩擦角) を変化させることによって変動する各層の J^n (第 n 層における (7.3.20) 式で定義した目的関数) の変動の様子を示している。各図中、破線で示しているのが J^n を最小とする ϕ' の値である。

表-7.3.7～表-7.3.8はこのようにして求められた現場-4・現場-6両盛土の各期間ごとに推定された弾塑性パラメータ一覧である。表-7.3.7は同時に備考欄(Remarks)として第1編第3章において塑性指数PIから推定した値(Case-2)も参考のために示している。この表からもわかるように粘性土層のパラメータはPIから推定した値とほとんどよく一致しており、Iizuka and Ohta(1987)の研究の妥当性を示している一方、高有機質土層はPIから推定したそれとはかなり異なり、本推定法を用いる方が好ましいことを示唆している。

図-7.3.21は現場-4における各期間ごとに逆算された弾塑性パラメータを用いた地表面沈下の予測値と計測値の比較図である。また、図-7.3.22は期間4(Period 4)で推定された弾塑性パラメータを用いて解析された側方変位分布と計測値の比較である。図-7.3.23は現場-6における逆算弾塑性パラメータを用いた地表面沈下の解析値と計測値の比較である。これらの結果から、ここで提案したパラメータの推定はかなり高い信頼性を有しており、特に計測データが蓄積された盛土後半での信頼性は非常に高いことがわかる。

このようにして得られた弾塑性パラメータをLIMDAC-3Dの入力データとして用いれば精度の高い施工安全管理が可能となる。次項7-3-4でその応用例を示す。

7-3-4 設計・施工変更検討への応用

7-3-4-1 盛土の破壊予測法の提案

施工中に現場での計測結果を基にした盛土の破壊予測法は本編6-3-2で述べたように現在までに数多く提案されている。そのうち側方変形係数 $\Delta q / \Delta Sh$ (盛土圧増分 Δq と法尻付近の水平変位増分 ΔSh の比)と盛土圧(q)の関係を用いる方法[柴田・関口(1980)]や盛土中央部直下の沈下量(Sv)と法尻付近水平変位 Sh の比 Sh / Sv の関係を用いる方法[松尾・川村(1975)]は、実用性が高くかつ比較的信頼性がある方法としてよく用いられている。

上述の2つの方法も含め、現在提案されている方法のほとんどは地表面の変位もしくは変位速度がその安定性に対し重要な指標となる事実を基にしている。

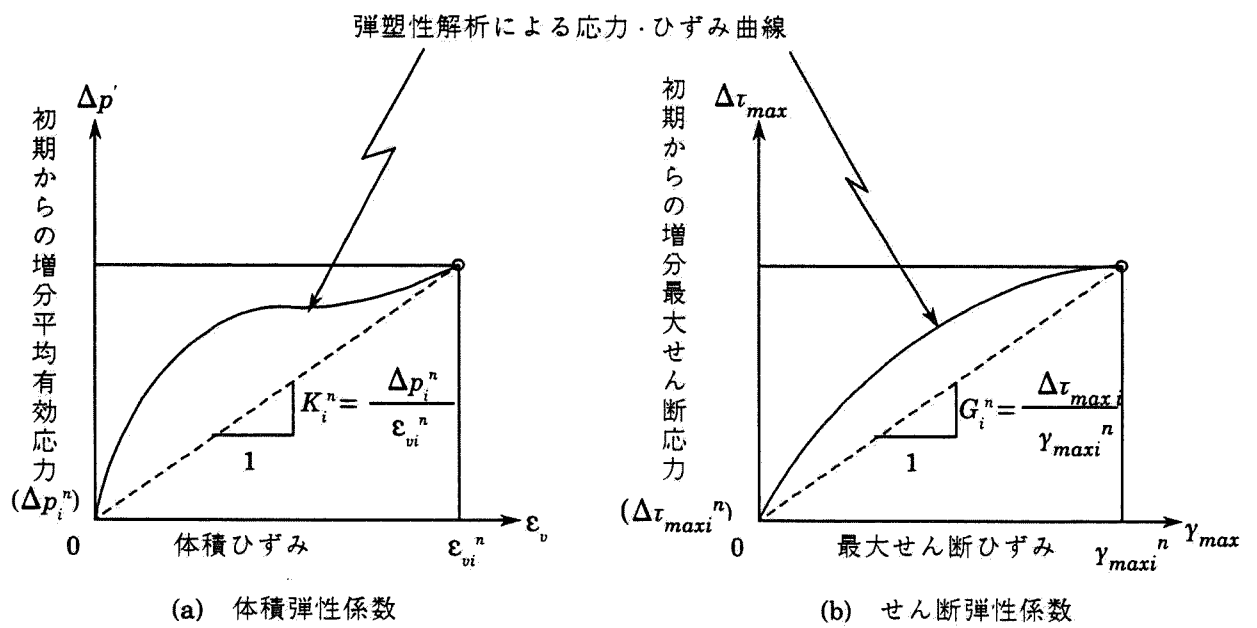
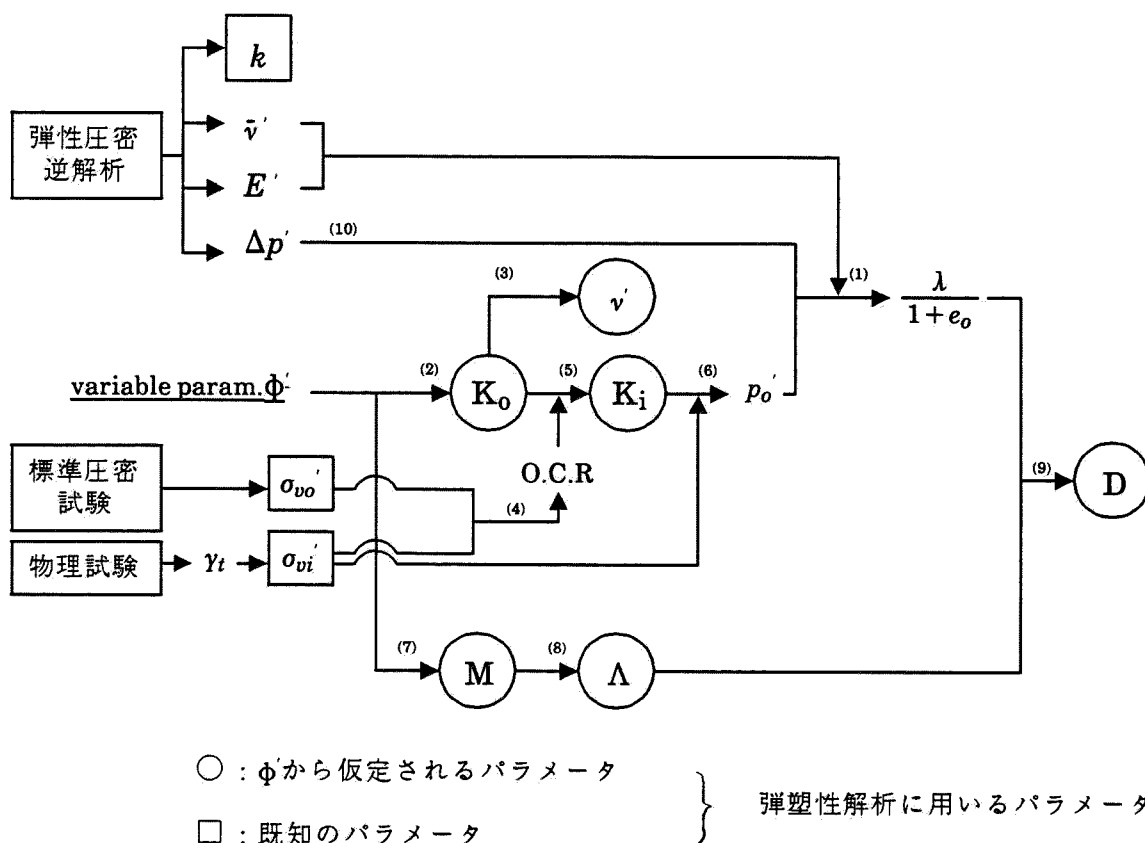


図-7.3.14 弾塑性解析による見かけの体積弾性係数とせん断弾性係数



$$(1) \quad \frac{1+e_o}{\lambda} p' = \frac{E'}{3(1-2\nu')}$$

$$(2) \quad K_o = 1 - \sin \phi'$$

$$(3) \quad \nu' = \frac{K_o}{1+K_o}$$

$$(4) \quad \text{O.C.R.} = \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vi}}$$

$$(5) \quad K_i = K_o (\text{O.C.R.})^{0.54 \exp(-\beta/122)}$$

ただし、 $\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log \beta$

$$(6) \quad p_o = \frac{1+2K_i}{3} \sigma'_{vi}$$

$$(7) \quad M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$$

$$(8) \quad \Lambda = M / 1.75$$

$$(9) \quad D = \frac{\lambda \Lambda}{M(1+e_o)}$$

(10) 各土層ごとの初期からの増分平均有効応力 (盛土範囲直下における各土層ごとの平均値)

図-7.3.15 弾塑性パラメータの決定手順

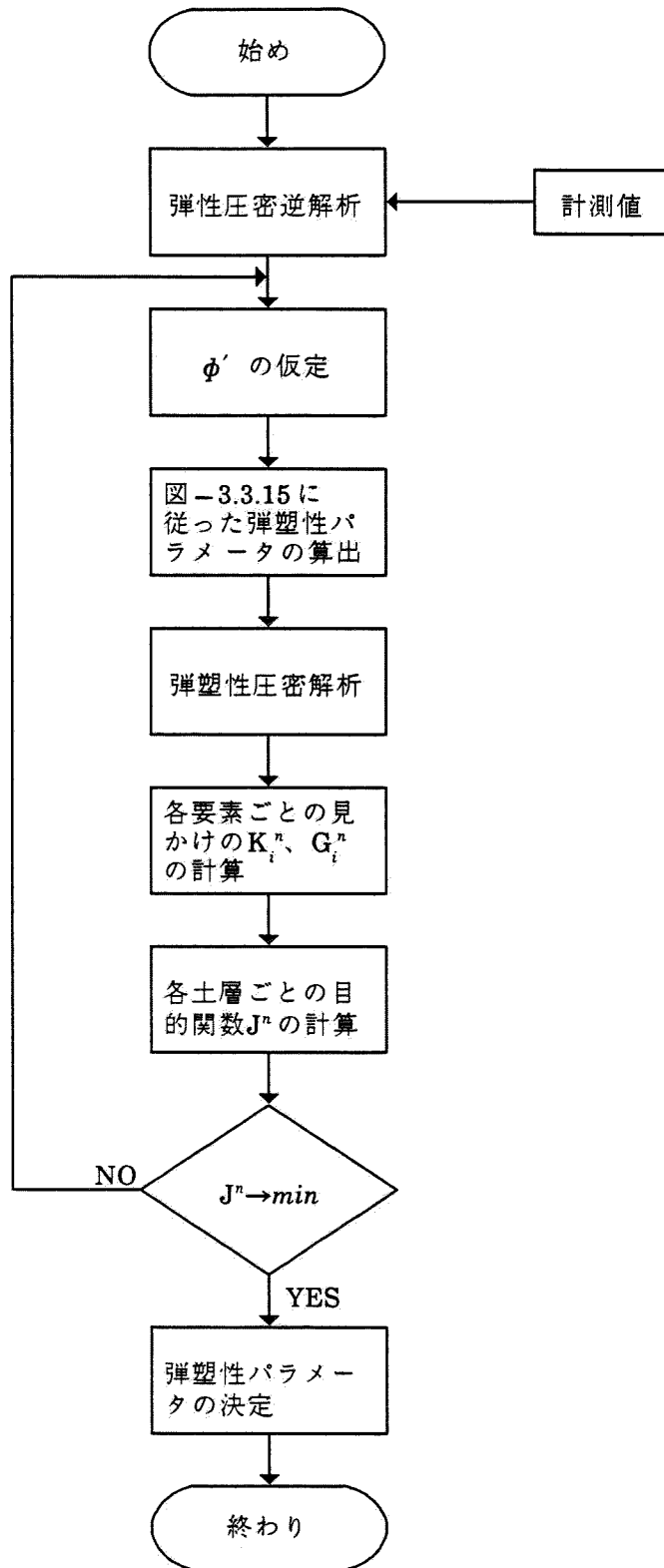


図-7.3.16 弾塑性パラメータ推定法の作業手順

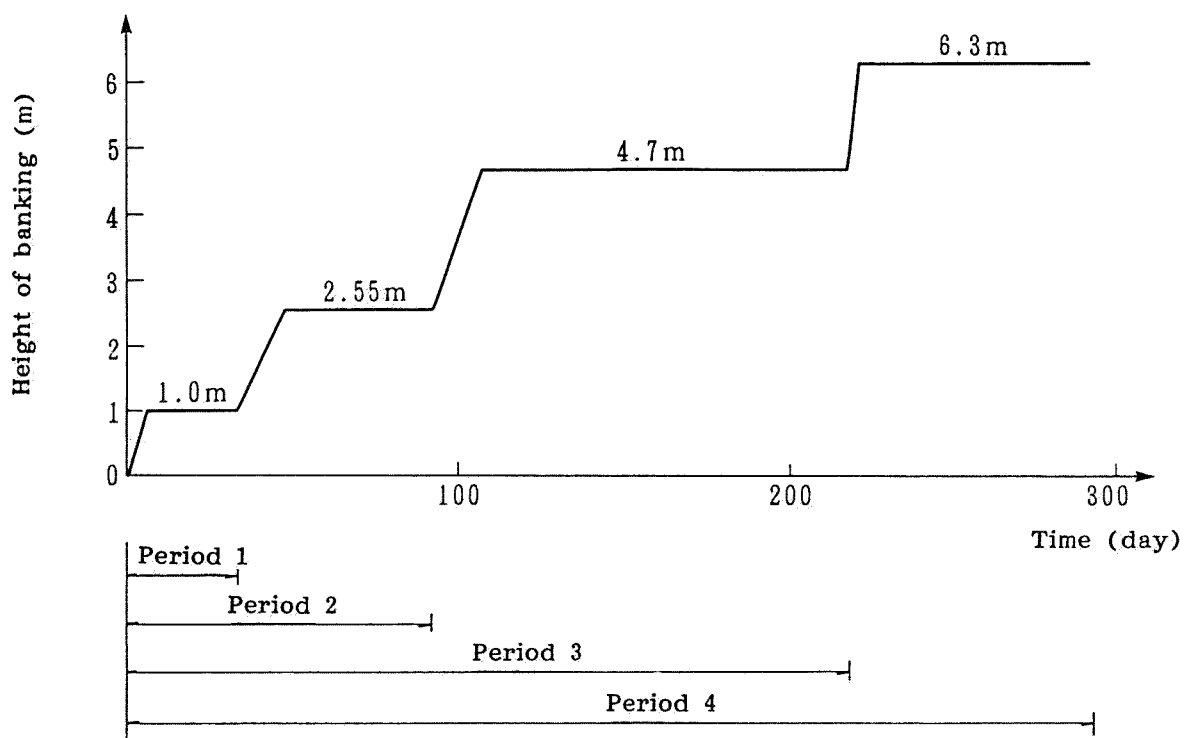


図-7.3.17 現場-4 の盛土工程と弾塑性パラメータ推定期間

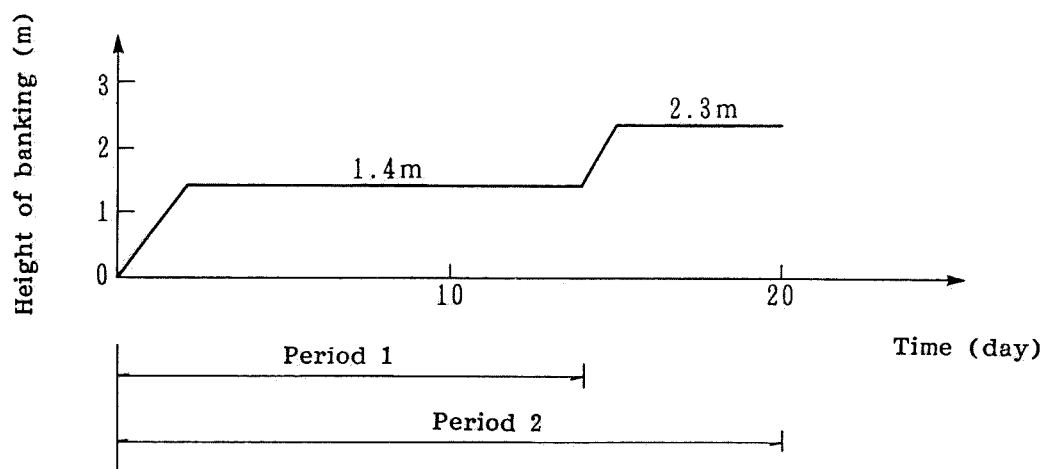
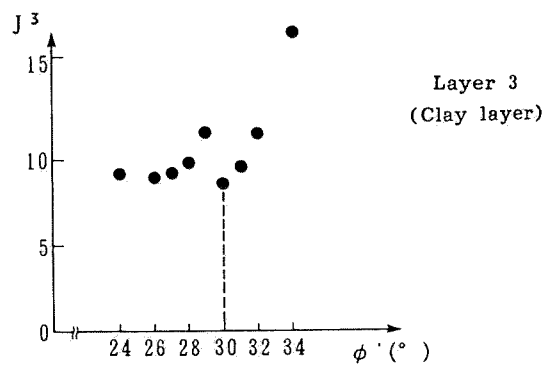
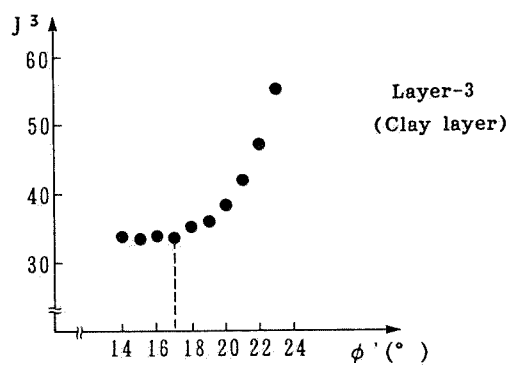
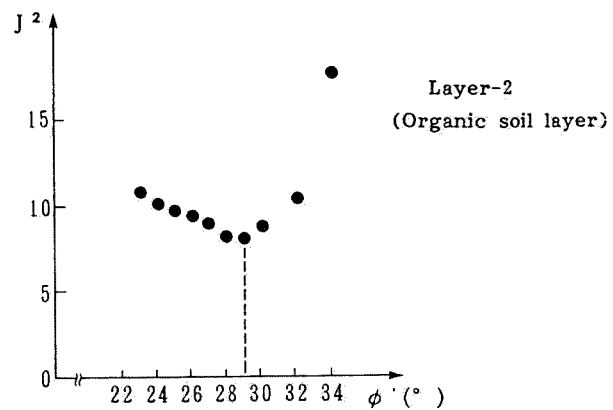
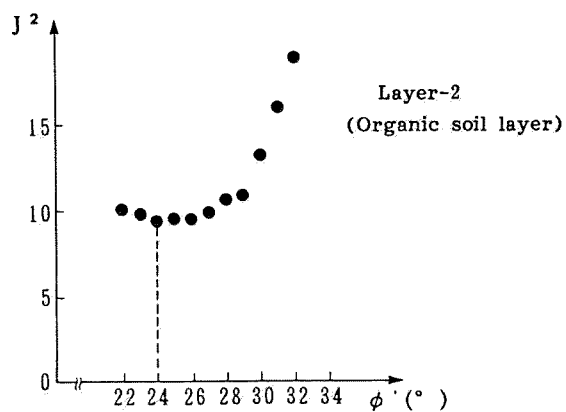
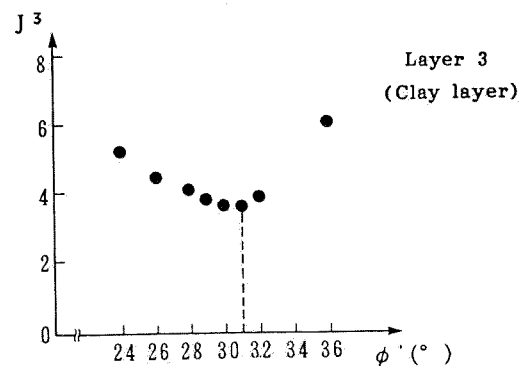
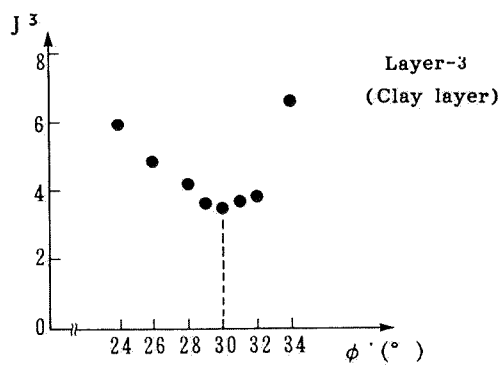
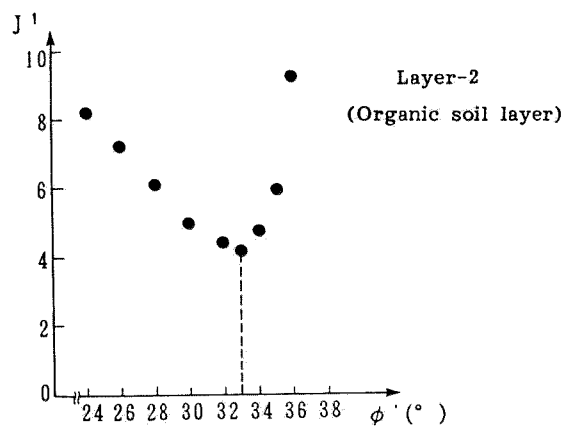
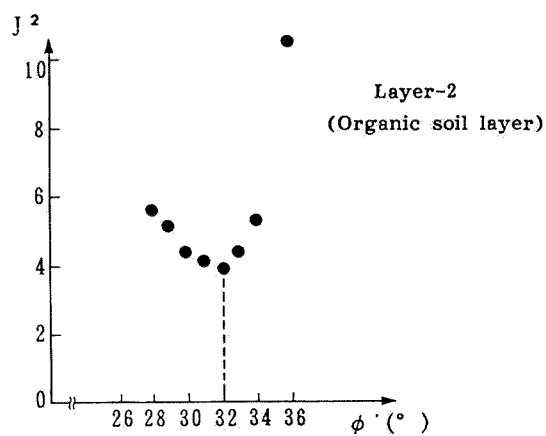


図-7.3.18 現場-6 の盛土工程と弾塑性パラメータ推定期間



(a) 期間 I

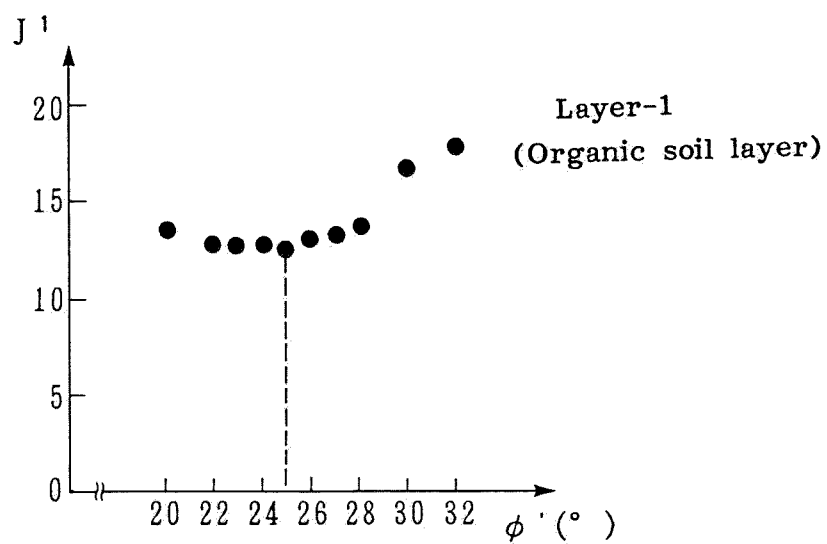
(b) 期間 II



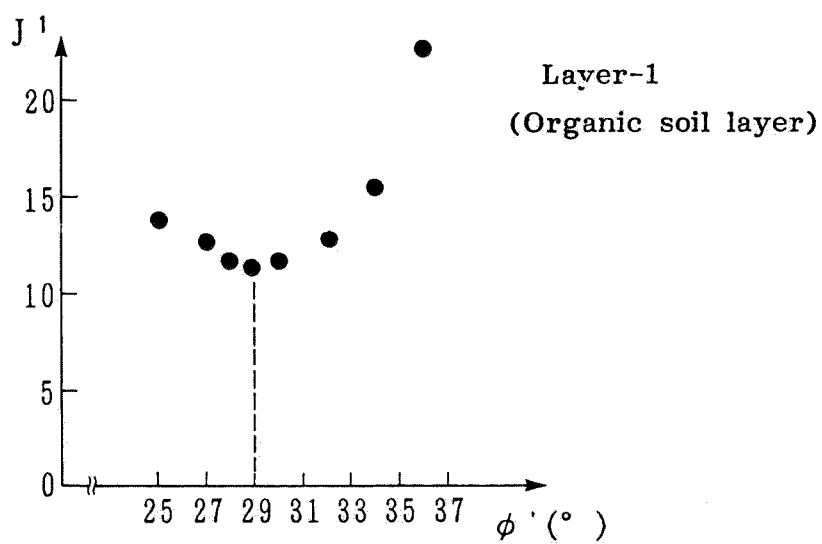
(c) 期間 III

(d) 期間 IV

図-7.3.19 $\phi' \sim J^n$ 関係 (現場-4)



(a) 期間 I



(b) 期間 II

図-7.3.20 $\phi' \sim J^n$ 関係 (現場-6)

表-7.3.7 各期間ごとに推定された弾塑性パラメータ(現場-4)

層	期間 パラメータ	期間 1	期間 2	期間 3	期間 4	備考
高 有 機 質 土 層	ϕ'	24°	29°	32°	33°	39°
	M	0.941	1.157	1.287	1.331	1.58
	D	0.210	0.238	0.180	0.200	0.13
	Λ	0.538	0.661	0.735	0.761	0.90
	ν'	0.372	0.340	0.320	0.313	0.42
	K_0	0.593	0.515	0.470	0.455	0.71
	K_i	0.667	0.597	0.551	0.535	0.74
	O.C.R *	1.4				
	$E' **$ (tf/m ²)	11.6	15.5	19.7	20.8	-
	$\bar{\nu}' **$	0.118	0.101	0.341	0.353	-
	$k **$ (m/day)	9.65×10^{-3}	7.86×10^{-3}	7.67×10^{-3}	9.82×10^{-3}	7.3×10^{-3}
粘 性 土 層	ϕ'	17°	30°	30°	31°	32°
	M	0.648	1.200	1.200	1.244	1.27
	D	0.013	0.013	0.034	0.032	0.05
	Λ	0.370	0.686	0.686	0.711	0.73
	ν'	0.415	0.333	0.333	0.327	0.32
	K_0	0.708	0.5	0.5	0.485	0.48
	K_i	0.755	0.619	0.619	0.603	0.60
	O.C.R *	1.6				
	$E' **$ (tf/m ²)	218.8	282.4	143.9	205.8	-
	$\bar{\nu}' **$	0.275	0.268	0.305	0.263	-
	$k **$ (m/day)	5.21×10^{-3}	1.10×10^{-3}	1.32×10^{-3}	1.05×10^{-5}	1.52×10^{-3}

* 標準圧密試験による結果

** 弾性圧密逆解析(BACCHUS)による結果

表-7.3.8 各期間ごとに推定された弾塑性パラメータ(現場-6)

層	期間 パラメータ	期間 1	期間 2
高 有 機 質 土 層	ϕ'	25°	29°
	M	0.984	1.157
	D	0.015	0.017
	Λ	0.538	0.661
	ν'	0.366	0.340
	K_0	0.577	0.515
	K_i	0.798	0.757
	O.C.R *	2.4	
	$E' **$ (tf/m ²)	114.2	106.1
	$\bar{\nu}' **$	0.237	0.265
	$k **$ (m/day)	7.02×10^{-3}	8.1×10^{-3}

* 標準圧密試験による結果

** 弾性圧密逆解析 (BACCHUS) による結果

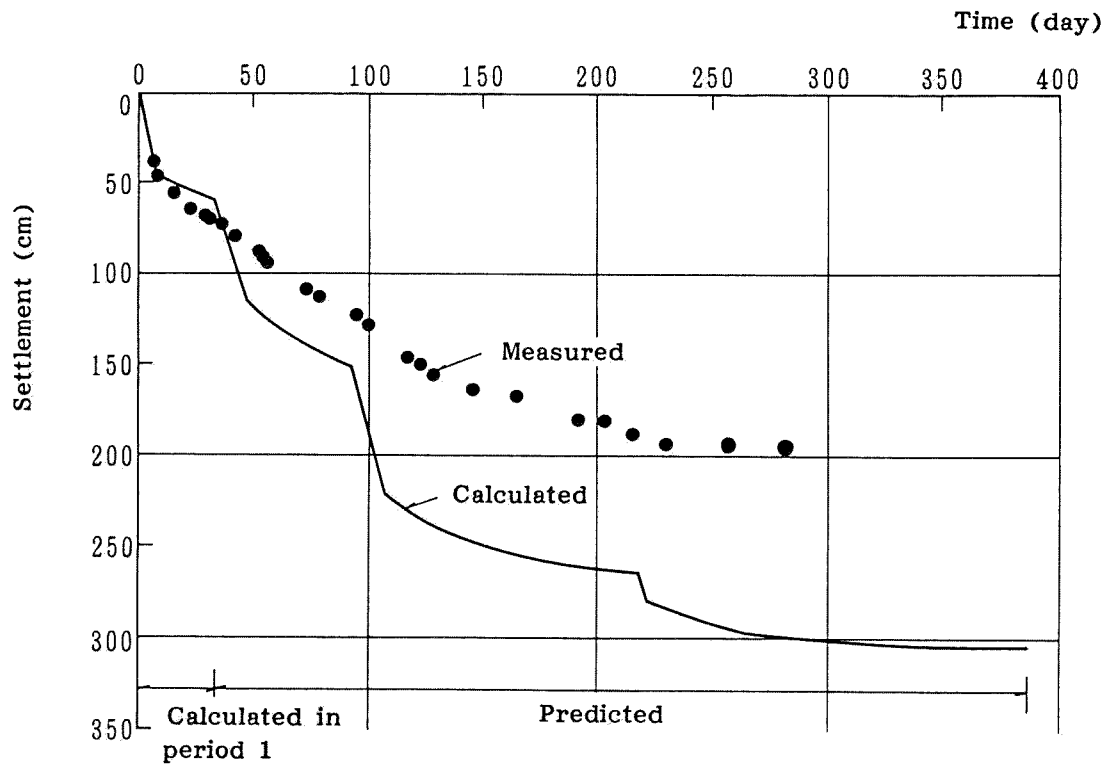


図-7.3.21 (a) 逆算弾塑性パラメータを用いた地表面沈下の予測値と計測値の比較
(現場-4・期間Ⅰからの推定)

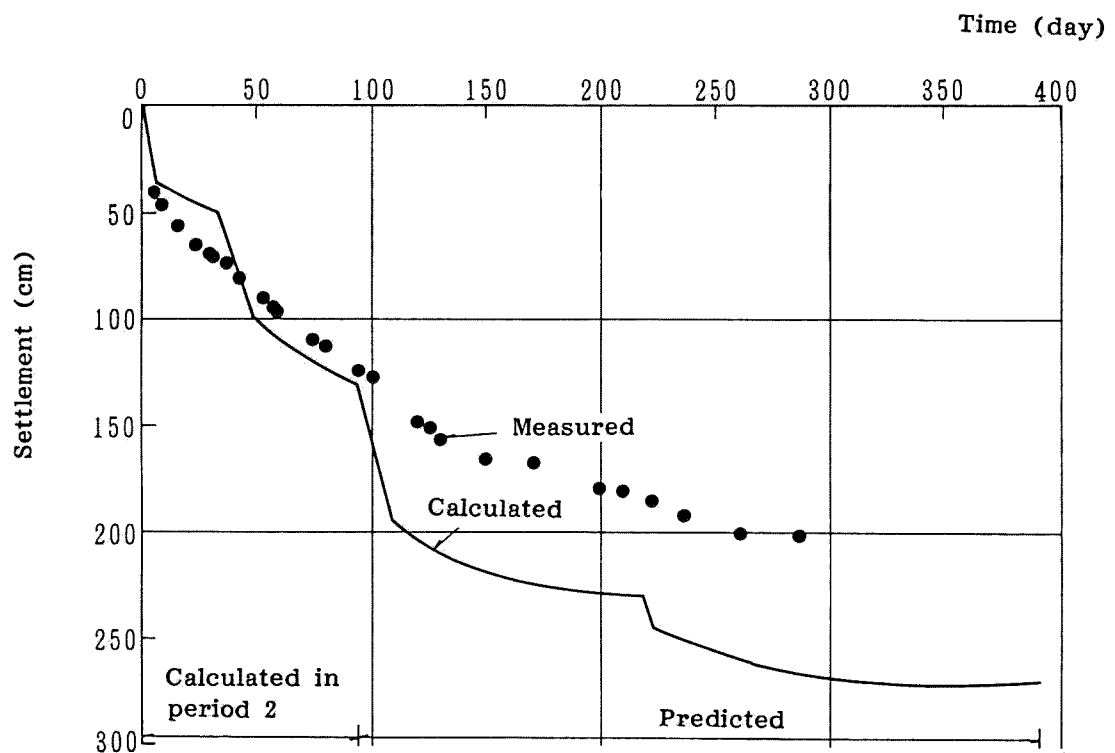


図-7.3.21 (b) 逆算弾塑性パラメータを用いた地表面沈下の予測値と計測値の比較
(現場-4・期間Ⅱからの推定)

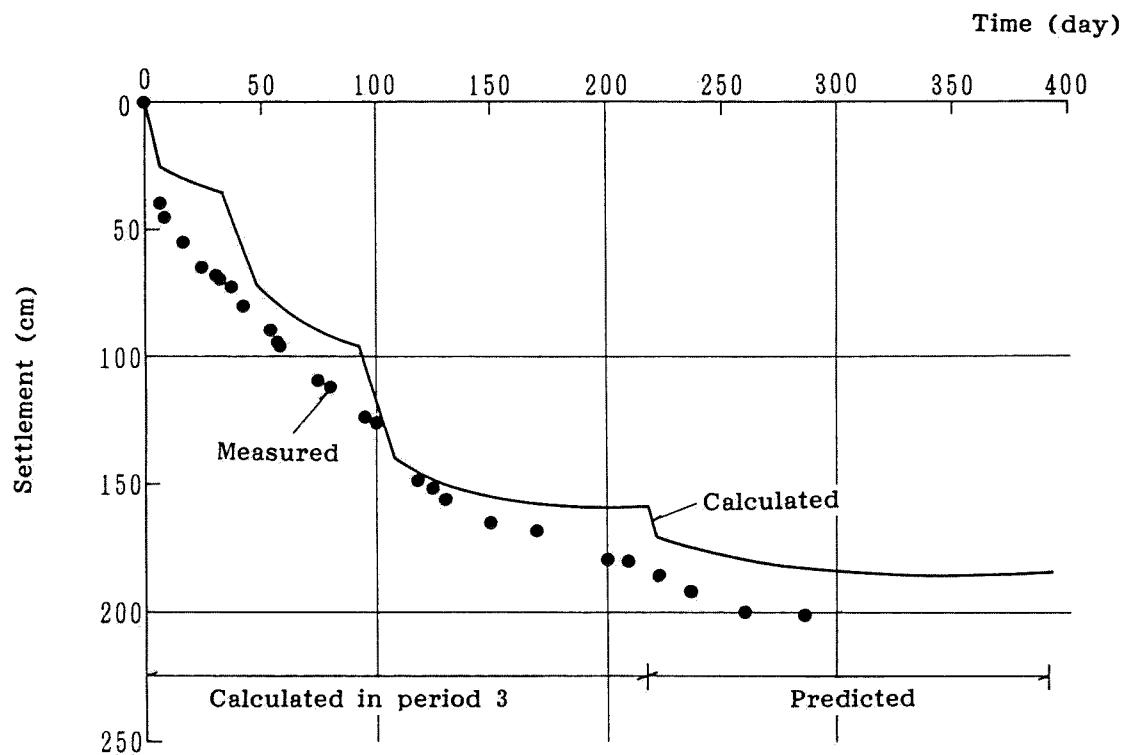


図-7.3.21 (c) 逆算弾塑性パラメータを用いた地表面沈下の予測値と計測値の比較
(現場-4・期間Ⅲからの推定)

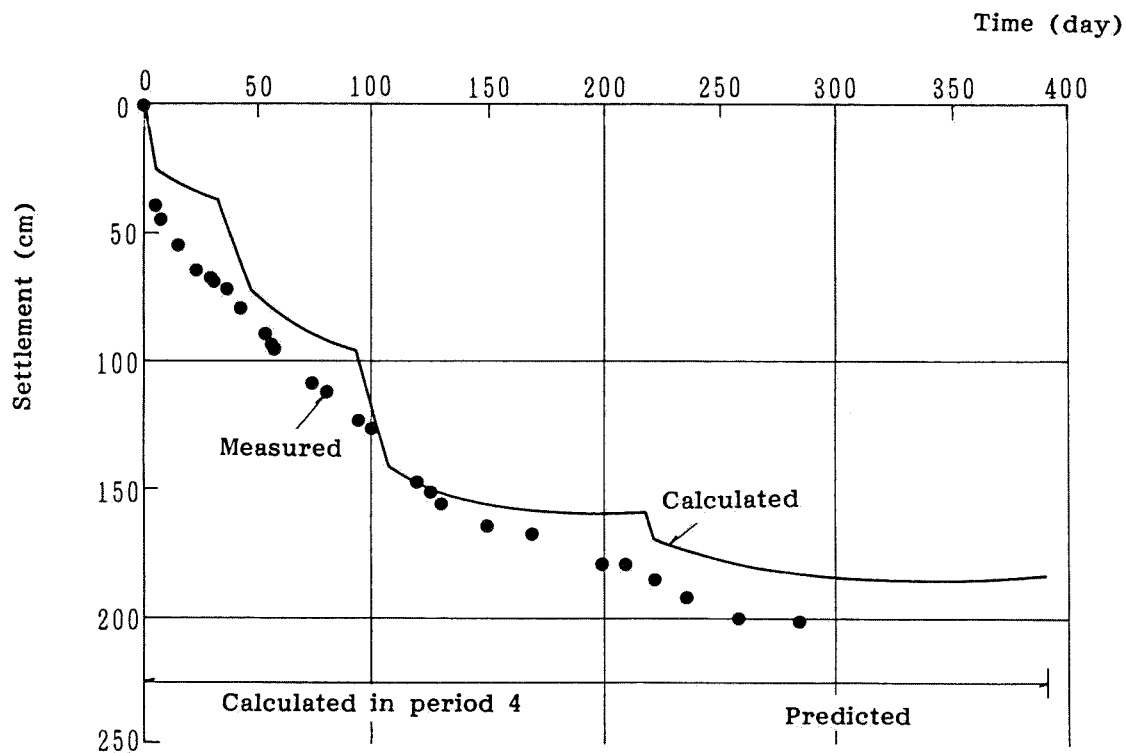


図-7.3.21 (d) 逆算弾塑性パラメータを用いた地表面沈下の予測値と計測値の比較
(現場-4・期間Ⅳからの推定)

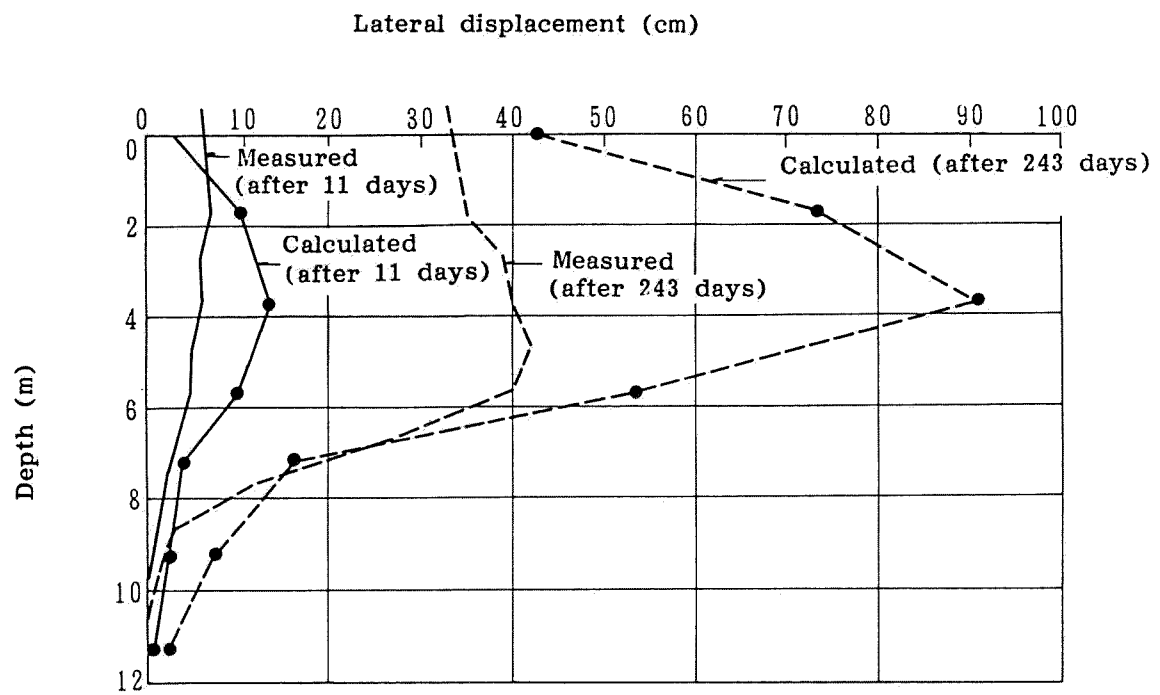


図-7.3.22 期間IVで推定された弾塑性パラメータを用いた解析による側方変位分布と計測値の比較(現場-4)

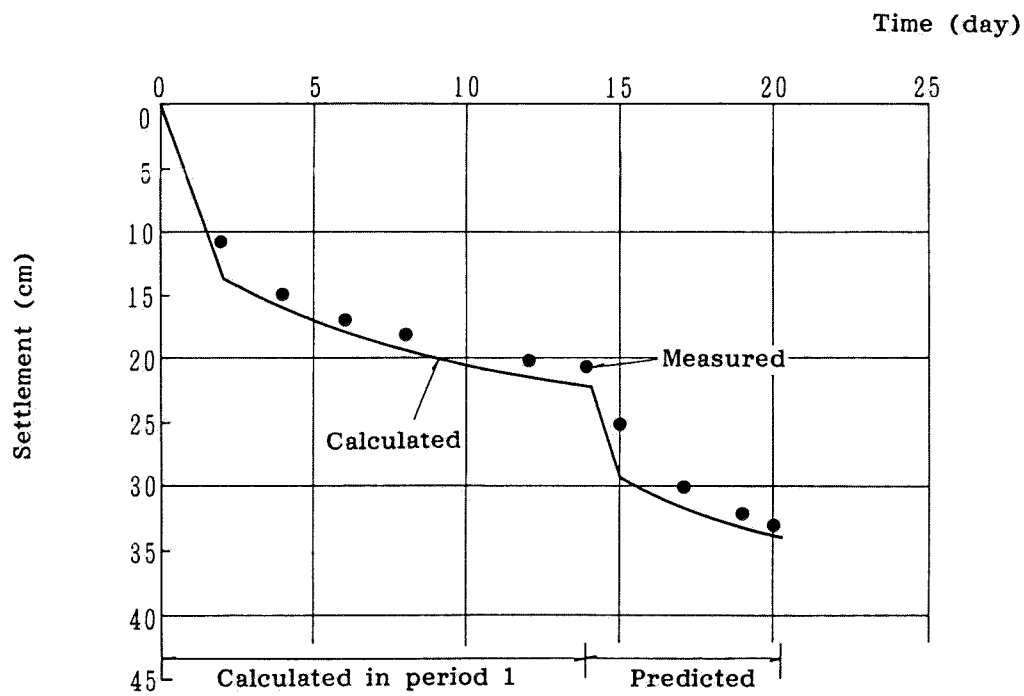


図-7.3.23 (a) 逆算弾塑性パラメータを用いた地表面沈下の予測値と計測値の比較
(現場-6・期間 I からの推定)

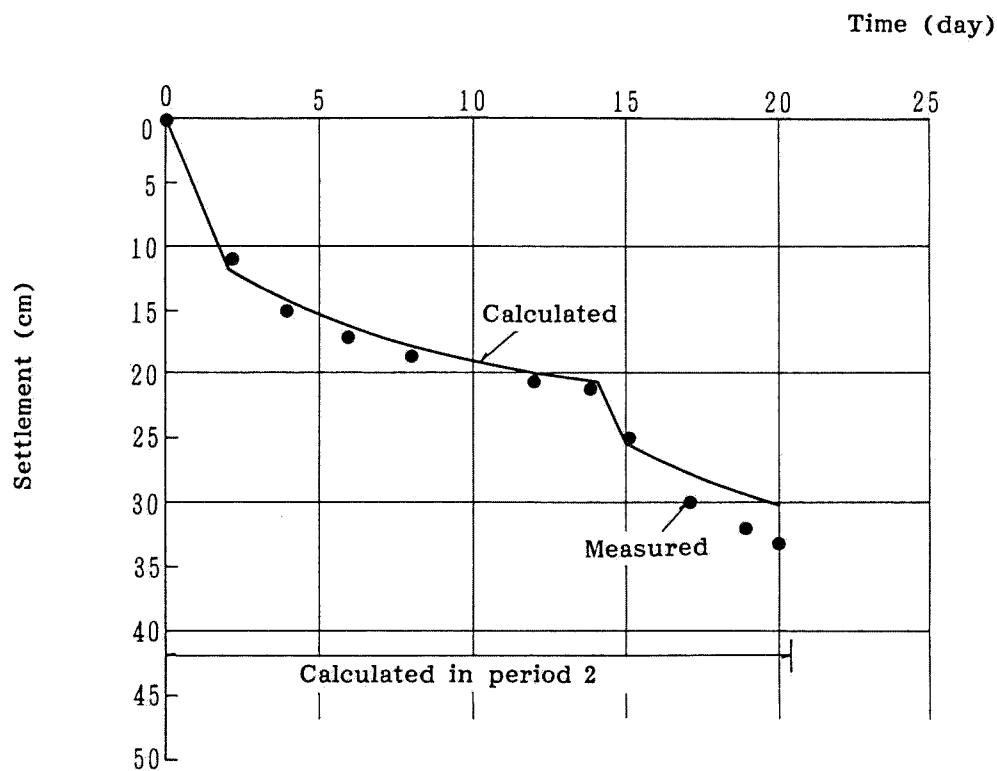


図-7.3.23 (b) 逆算弾塑性パラメータを用いた地表面沈下の予測値と計測値の比較
(現場-6・期間 II からの推定)

しかし、これらの方法が必ずしも盛土基礎地盤の変形と破壊に至るまでの挙動を合理的に表現し得るものとは言えない。

その主な理由として次の2点が考えられる。

(a) これらの方法は一般に法尻付近の水平変位量が計測の容易さもあって用いられている。しかし、これが地中の水平変位挙動を代表しているとは限らず、場合によっては地表面よりはるかに大きい変位が地中内部で生じていることがある。

(b) たとえば、鋭敏な海成粘土は有機質土など軟弱な土質に比べ、はるかに小さいひずみで破壊することがあり、変形量の大小から直接的に破壊を予測することは危険である。

上記の欠点を補うために、本項では **LIMDAC-3D** が非常に精度の良い極限解析が実施できる利点を用いたより合理的で新しい盛土の破壊予測法を提案する。すなわちプログラム **BACCHUS** 及び **SOMBAC** を用いて弾塑性パラメータを推定し、これを **LIMDAC-3D** の入力パラメータとして解析を行い、限界盛土高 (H_L) を求める方法である。具体的にここで提案する盛土の破壊予測手順を示すと以下の (1)～(5) のようになる。

- (1) 現時点までで得られた計測変位データから **BACCHUS** を用いて弾性パラメータを算出する。
- (2) (1)で得られた弾性パラメータを基に **SOMBAC** によって弾塑性パラメータを推定し、これを **LIMDAC-3D** の入力データとする。
- (3) **LIMDAC-3D** を用い、対象となる盛土の変形及び安定解析を行う。この時、間隙水圧の境界条件に関しては盛立て開始から現在盛土高 (H_C) に至るまでは想定される排水条件を与え部分排水条件の下で解析を行い、それ以降の限界盛土高を算出する過程では最も危険な状態を想定して非排水条件とし、極限状態となる盛土高になるまで増分的に盛土圧を増加させる (図-7.3.24 参照)。
- (4) 極限状態となつと時の盛土高が現時点での限界盛土高とする。ここで、極限状態とは仮想の盛土高を徐々に増加させることにより、破壊領域が連なり、すべり面 (線) を形成する時点を目指す。

(5) 現在盛土高(H_C)と限界盛土高(H_L)の比を現時点の安全率 F とする($F=H_L/H_C$)。 $F \geq 1.2$ の時にその盛土は安全と見なす。

計測データが得られると随時(1)~(5)の手順を繰り返すことにより、現状の破壊予測が合理的に行える。なお、安全性の指標として $F \geq 1.2$ を採用しているが、この理由については後述する。

以上、述べた方法を用いて各盛土段階での限界盛土高を推定した例として、現場-4に関する限界盛土高算定結果を以下に示す。

図-7.3.25は現場-4において、期間1で推定された弾塑性パラメータを用いた第2段盛土開始直前での限界盛土高の計算結果である。図-7.3.25(a)は、盛土高の増加に伴う図中のA点の沈下量の変化の様子を示し、図-7.3.25(b)に盛土高 $h=4.0\text{m}$ 、 5.0m 、 5.5m 各時点での破壊域を示している。図-7.3.25(a)からわかるように横軸は盛土高で、現在の盛土高は 1m である。盛土高が 1m に到達するまでは部分排水条件で解析を行っているので沈下は時間の関数でもあるが、この図では盛土を 1m 盛立てた直後の沈下を零点と直線で結び、第2段盛土開始直前までの放置期間は縦軸に平行に盛土高 1m の線上を移動することになる。破壊域は $h=4.0\text{m}$ から $h=5.0\text{m}$ と盛土高が増加するにつれ上方に広がる傾向を示す。 $h=5.5\text{m}$ に達すると盛土法面直下の未破壊域を取り囲むようにすべり面のような破壊域が形成され、この時点で盛土基礎地盤全体の破壊が生じていると解釈できる。従って安全率は 5.5 である。また、 $h=4.0\text{m}$ 、 5.0m 、 5.5m はそれぞれ安全率 F が 1.2 、 1.1 及び 1.0 に相当する。

図-7.3.26(a)、(b)、図-7.3.27(a)、(b)もそれぞれ現場-4での期間2、期間3で推定された弾塑性パラメータを用いた第3段盛土、第4段盛土開始直前での限界盛土高の計算結果である。これらも、第2段盛土開始直前時の限界盛土高の計算結果と同じような破壊域の変化傾向を示しており、両時点での限界盛土高も同様な判断で限界盛土高を決定した。また、各盛土高さは図-7.3.25と同様に、安全率 F がそれぞれ 1.2 、 1.1 及び 1.0 に相当する。

以上の計算で求められた現場-4の限界盛土高及び安全率をまとめて表-7.3.9に示す。この表からわかるように、現場-4は安全率 4.0 以上のきわめて安全な状態で施工されたことを意味している。

なお、先に述べたように安全管理の指標として安全率を 1.2 としているが、図-7.3.25～図-7.3.27 からわかるように、 $F=1.2$ の盛土高における破壊域の拡がりや沈下に比べ、 $F=1.1$ の盛土高における破壊域はかなり拡がっており、すべり面を形成する寸前の状態である上、沈下量もかなり大きくなっている。以上のような理由から、やや安全を見積もって $F=1.2$ を採用した。

7-3-4-2 設計・施工変更試算例

7-3-4-1 で示した新しい盛土の破壊予測法に基づいて算出した現場-4 の各盛土段階ごとにおける限界盛土高と安全率から判断して、当盛土はきわめて安全性に余裕のある施工を行っていたことがわかる。盛土の施工工程は企業者の指示に従って決定するのが基本で盛土材や諸資材の搬入・転用、盛土の敷均し、締固めなどに関する作業を考慮して計画されるものであるから簡単には言えないが、安定性を確保しつつ最も工期を短縮するという観点からだけ見れば、本盛土は観測データをフィードバック手法を用いて検討することにより、さらに適正な施工速度変更が施工の途中段階で可能であったと考えられる。

本項では新しい盛土安全管理手法によって求められた現場-4 の限界盛土高と安全率に基づいた盛土工程を変更し、変更による盛土の安定性と経済性について検討を加える。

現場-4 における変更前の盛土工程を図-7.3.28 に破線で示している。この図には同時に以下に述べる方法で変更した盛土工程を実線で示している。

- (1) 第2段盛土直前時において推定された限界盛土高に対し、安全率 $F=1.2$ を見込んだ盛土高 $H=4.6\text{m}$ まで急速に盛り立てても安全であるとし、第2段盛土を第1段盛土と同じ施工速度で $H=4.6\text{m}$ まで一度に盛り立てる。
- (2) この段階までの計測変位から BACCHUS、SOMBAC 及び LIMDAC-3D を用いて $F=1.2$ となる盛土高を算出する。
- (3) 最終計画盛土高と比較して $F=1.2$ となる盛土高が上回っているのならばそのまま施工を続行し、下回っていれば放置期間を設け、圧密によって地盤強度を増加させるものとする。

ただし、今回はあくまで仮想的な工程変更であるため、 $H=4.6\text{m}$ まで急速に盛り立てた時の計測値が存在せず、この段階での $F=1.2$ となる盛土高が計算できない。したがって、 $H=4.6\text{m}$ 以上は非排水条件で解析を行い最終計画盛土高 $H=6.3\text{m}$ まで盛り立てても安全率 $F=1.2$ を確保していることを確認し、図-7.3.28に示す盛土工程を決定した。

図-7.3.28に示す通り、実際の盛土工程では最終計画盛土高 6.3m に到達する所要日数が222日であったのに対し、変更後の盛土の仮想工程では66日である。

図-7.3.29は、変更後の盛土工程によって最終盛土高 6.3m となった時の破壊域を示している。最終計画盛土高に達した時の破壊域は盛土法尻下方にやや広がっているだけであり、十分安全であることがわかる。盛土工程の変更は期間1の計測データに基づいて得られ、弾塑性パラメータを用いて検討したもので、念のために7-3-3で述べた期間4の計測データに基づく弾塑性パラメータを用いた場合の破壊域を図-7.3.29(b)に示しているが領域がさらに小さくなっており、この設計変更は十分安全であったことを裏付けている。

図-7.3.30は設計変更により盛土高～沈下関係がどのように変わるかを調べたもので、変更前の最終沈下量は双曲線近似法を用いて 231cm (第1編 表-2.4.7参照)であるが変更することによって 290cm の沈下が生じることになり 60cm 以上の余盛りが必要となることを示している。

以上の結果より、現場-4では7-3-4-1で示された新しい盛土安全管理手法を用いれば、盛土工程を $(1-66/222)\times 100\approx 70\%$ 短縮させることが可能であった。ただし、それによって沈下量もさらに 60cm 程増加することが予想され、工期短縮のメリットと余盛りのデメリットを比較しなければならないが、通常は工期短縮のメリットが圧倒的に大きく特に、盛土工工事費の大部分を占める重機損料と労務費、工事諸経費としての内部金利(資金利息)に関しては、ほぼ工期が短縮された比率分だけ節減が達成できたことが考えられる。

また、上述の盛土施工安全管理を含めた一連の情報施工によって工程変更の必要性が生じた場合は、著者が古くからその普及に努めていたPERT(program evaluation and review technique)やCPM(critical path method)[庄子(1968)]と

いったコンピュータによる工程管理技法を用いれば、日程・配員・費用などの全体的な工程の組み直しを迅速に行うことができる。

著者が所属する建設会社における受注高の内の土工事比率(全体の約10%)の高さを考えると、ここで、提案された新しい盛土施工安全管理手法を各現場で採用することにより、相当な額に上る費用の削減が達成されることになり、結果的に高い工事利潤を生むと確信している。

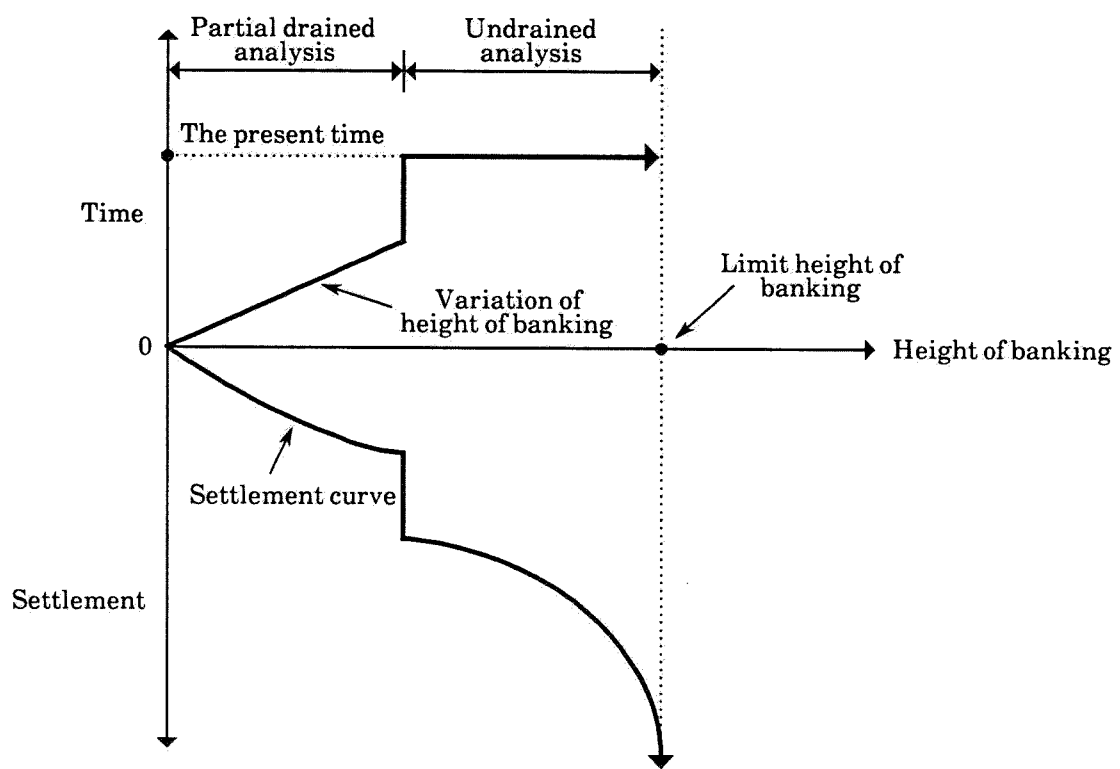


図-7.3.24 限界盛土高の推定法

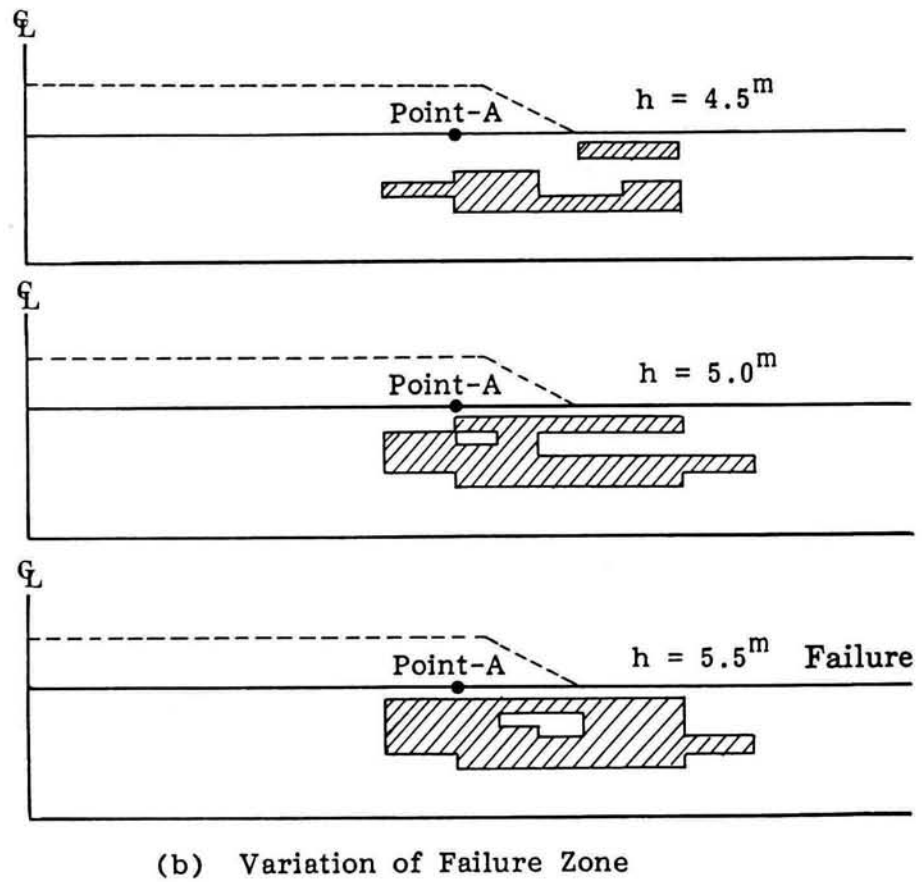
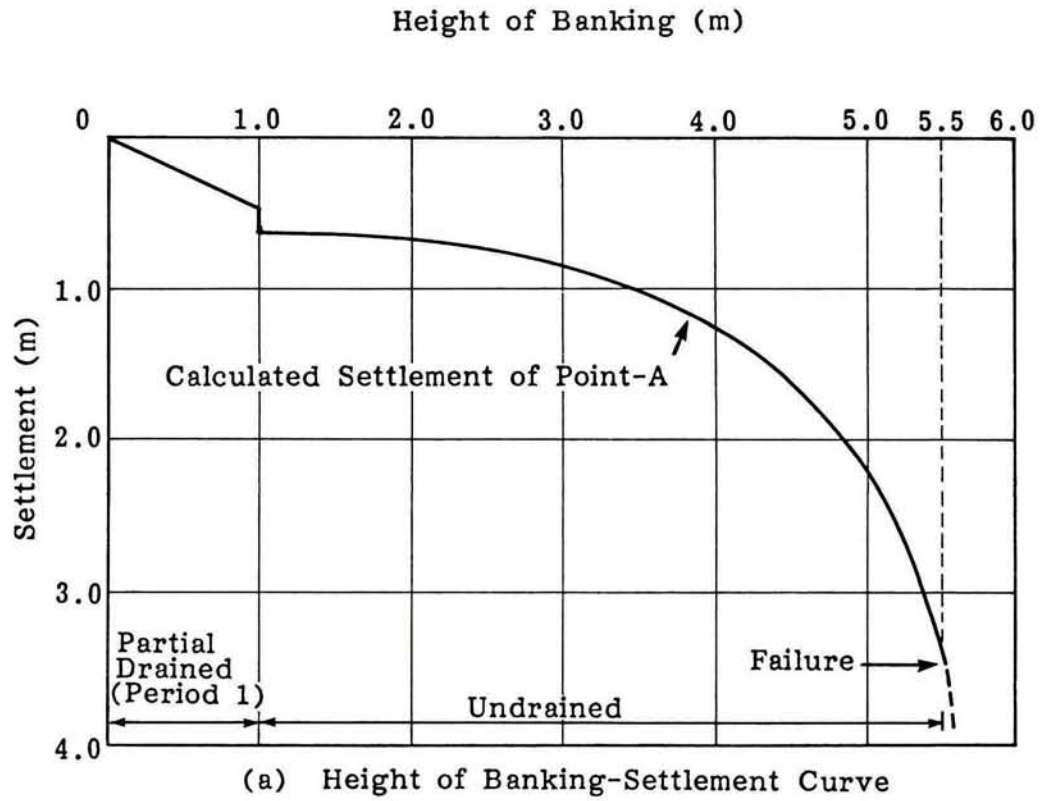


図-7.3.25 現場-4における限界盛土高の計算(第2段盛土開始直前)

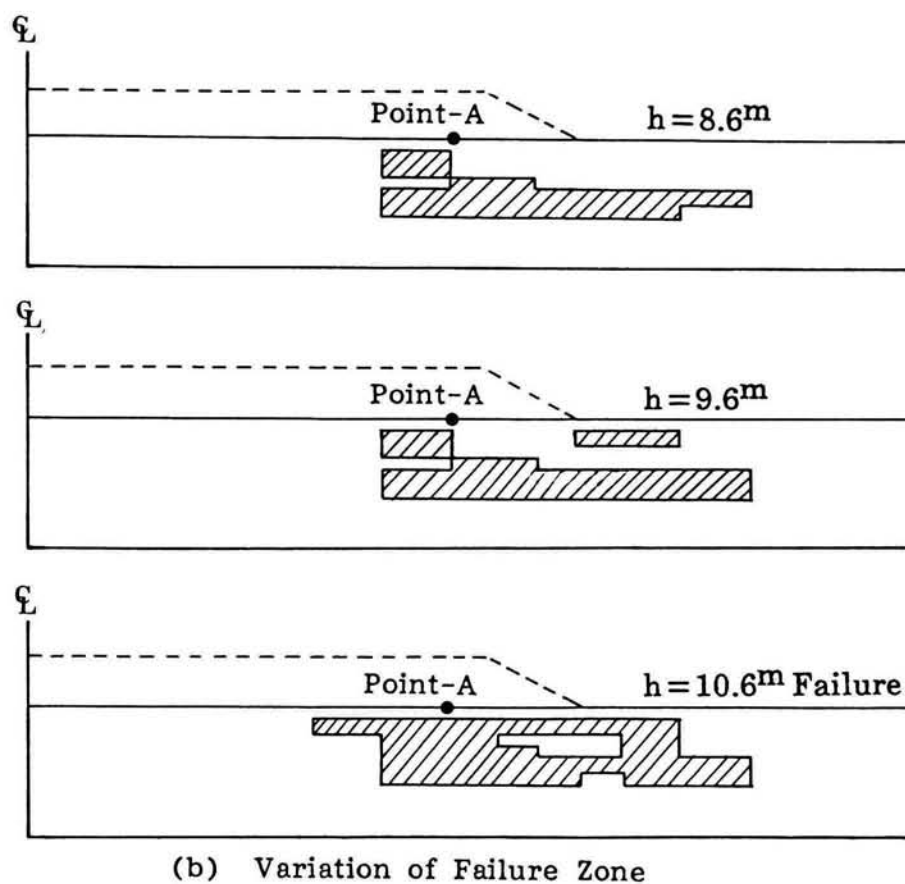
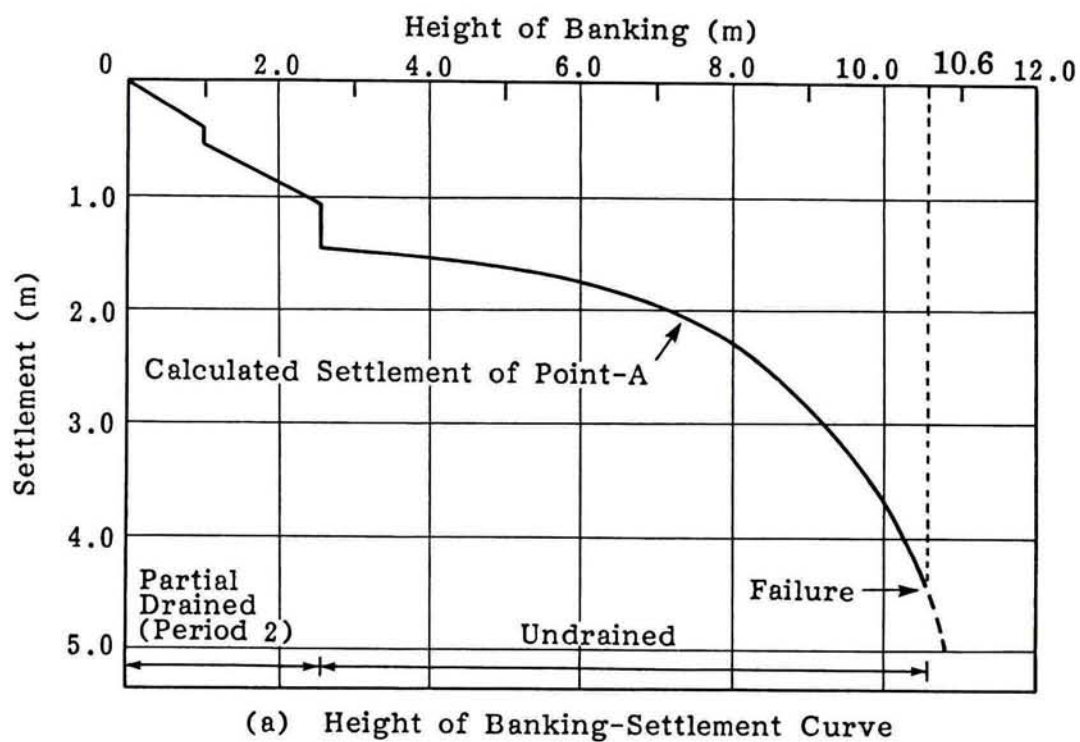
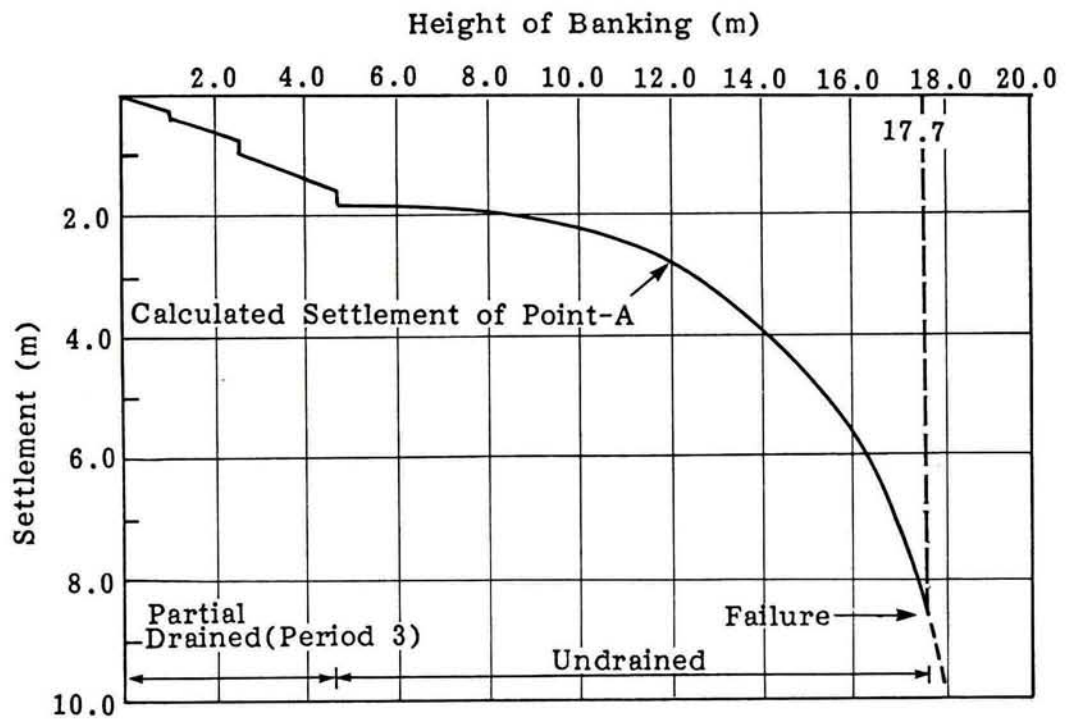
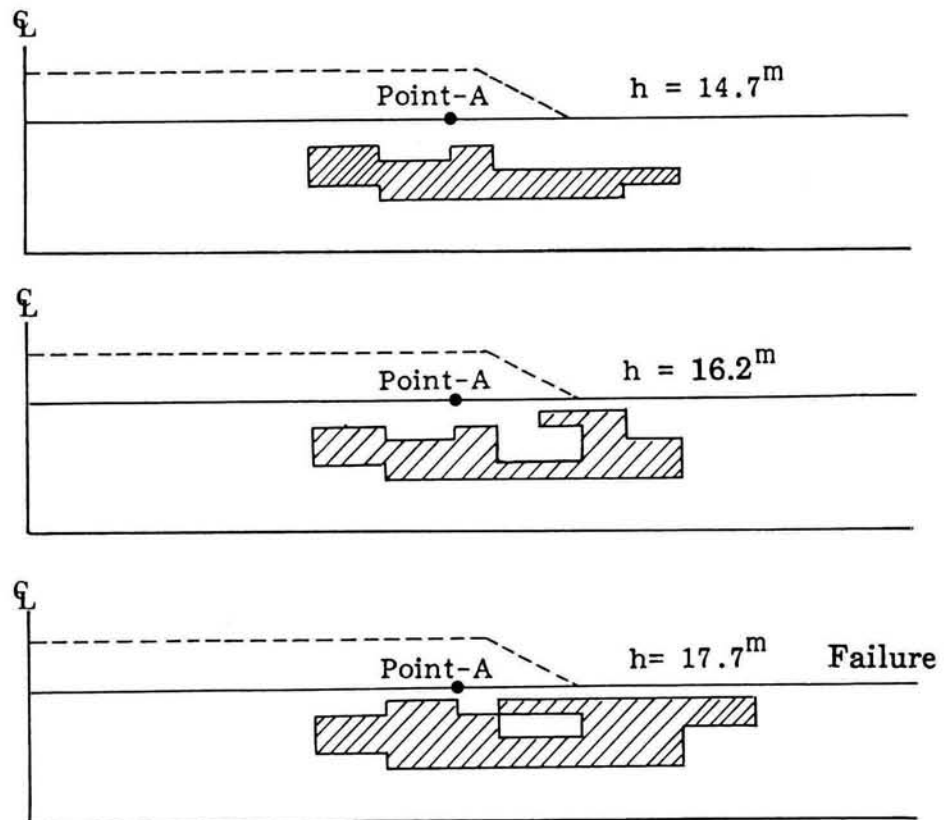


図-7.3.26 現場-4における限界盛土高の計算(第3段盛土開始直前)



(a) Height of Banking-Settlement Curve



(b) Variation of Failure Zone

図-7.3.27 現場-4における限界盛土高の計算(第4段盛土開始直前)

表-7.3.9 現場-4 における各盛土段階ごとの安全率計算結果

	現在盛土高 H_C (m)	限界盛土高 H_L (m)	安全率 $F = H_L/H_C$ (m)	$F=1.2$ となる 盛土高 (m)
第2段盛土 開始直前時	1.0	5.5	5.5	4.5
第3段盛土 開始直前時	2.6	10.6	4.1	8.6
第4段盛土 開始直前時	4.7	17.7	3.8	14.7

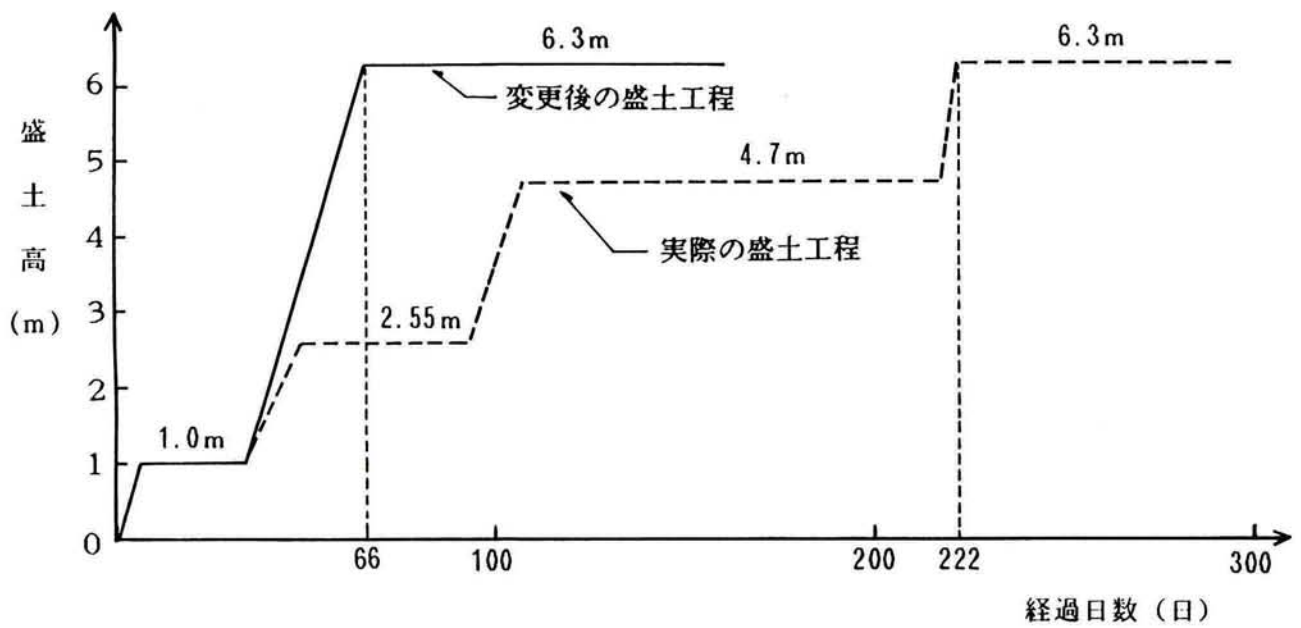
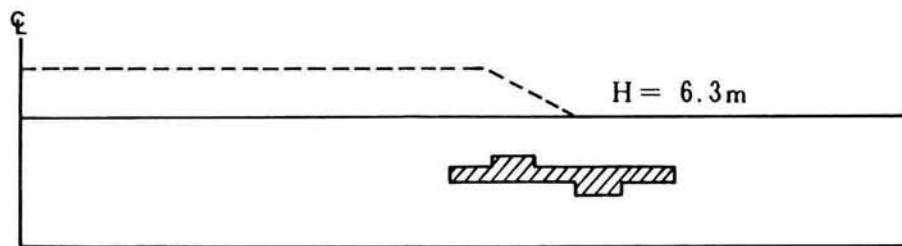
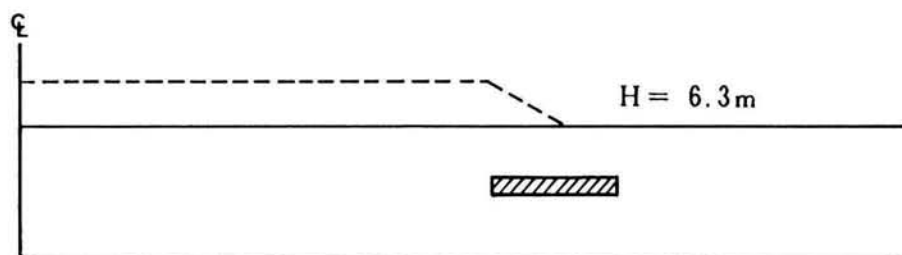


図-7.3.28 盛土工程の変更(現場-4)



(a) 期間Ⅰで推定された弾塑性パラメータを用いた場合



(b) 期間Ⅱで推定された弾塑性パラメータを用いた場合

図-7.3.29 変更後の盛土工程によって計画盛土高($H=6.3\text{m}$)に達した時点での破壊域

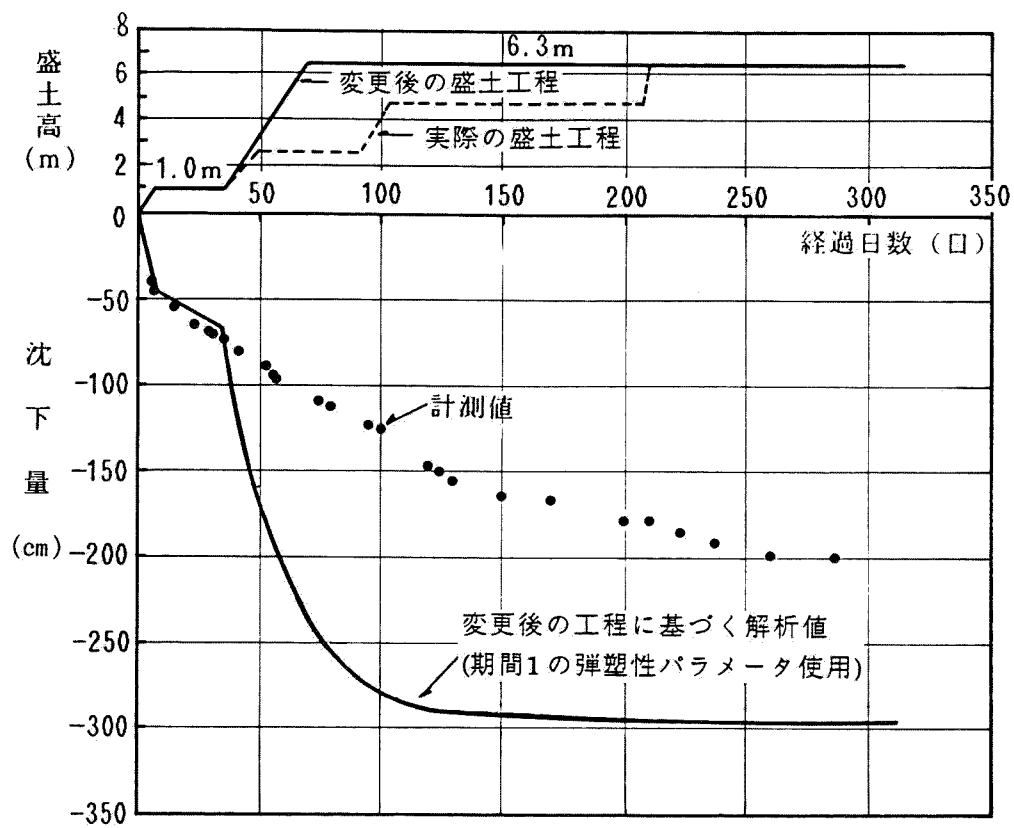


図-7.3.30 変更した盛土工程に基づく現場-4 の沈下量の経時変化
(期間Ⅲまでのパラメータ推定)

7-4 施工安全管理への応用

前節では現場計測によって得られた情報を施工安全管理へどのようにフィードバックするかという主題の中で特にフィードバック手法を中心に種々の研究及び提案を行った。情報施工による施工安全管理を現場技術者が実施するためには、フィードバック手法はむしろブラックボックスとしてよく、明らかにしなければならないのは、(a) 情報施工による施工安全管理のフロー及び、(b) 使用コンピュータである。(b) については次章(第8章)で述べるので、ここでは(a)について検討を行う。フローを作成するにあたり必要なのは管理基準とチェックの時機である。

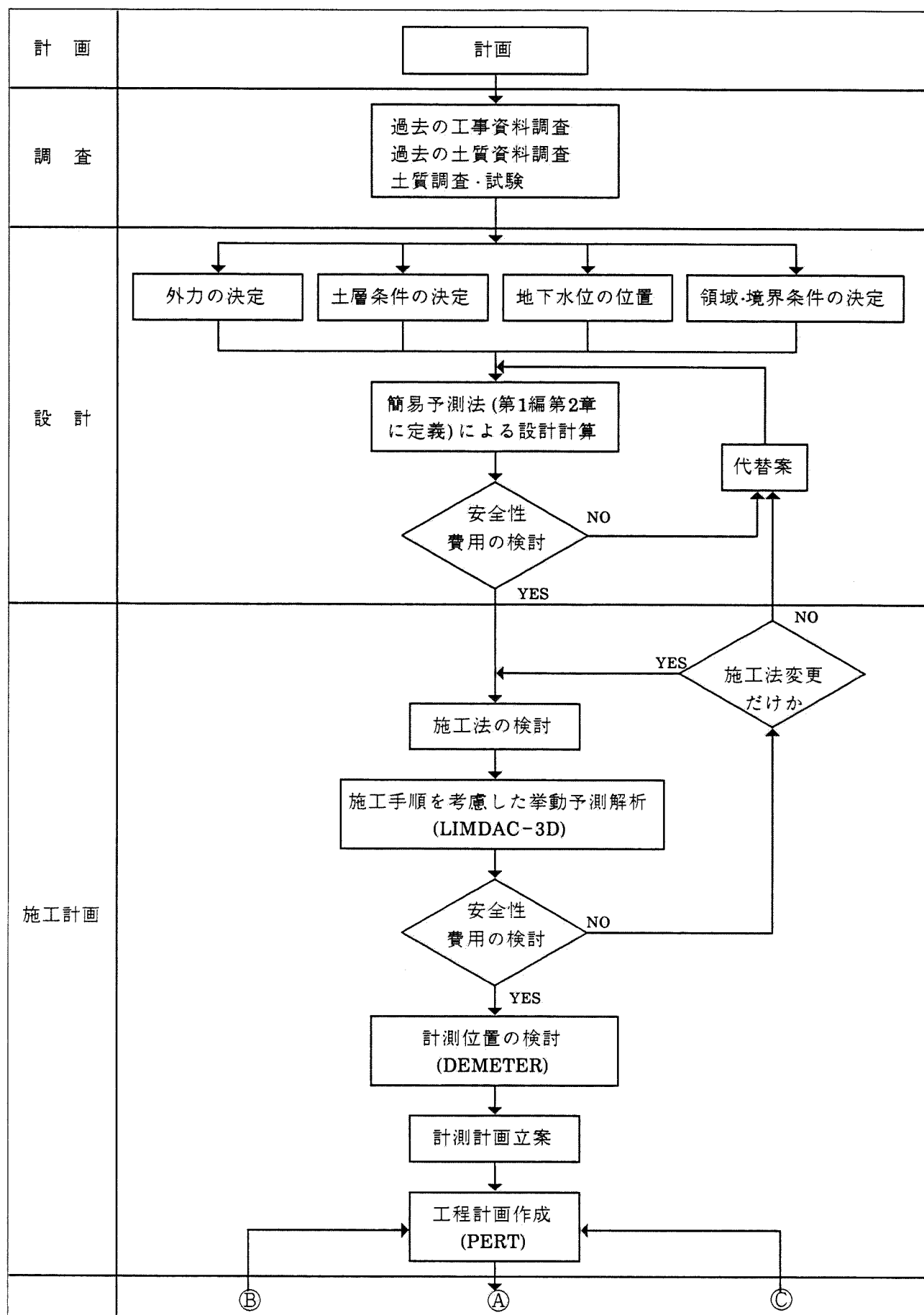
盛土に関する管理基準は限界盛土高を定義し、それに対する安全率(F)を1.2としたが、これは主として盛土基礎地盤内に生じる応力状態に対する管理基準で、盛土近傍に重要構造物が存在する場合には、それへの影響を考慮して許容変形が規定される。その量は構造物の種類や性質により異なるので一概に指定することは不可能である。また、変形に対する制約がない場合も数多くあり、その場合は限界盛土高だけを管理基準とすればよい。現場技術者が管理基準値と現在値を比較して、とらなければならないアクションは管理基準値をオーバーしている時は何らかの対策施工を検討するか、盛土をしばらく放置して管理基準値以内にするものである。一方、管理基準値以内で $F > 1.2$ の時は、もっと速く盛立てを行うことが可能で、設計変更を検討し諸般の事情からそれが可能であれば工程計画を再度作成して工事を先へ進めることになる。

一方、土留め工事の場合、盛土工事と比較して都市部で実施されることが多く、その安全管理はさらに厳重に行われる必要がある。従来、著者が所属する建設会社では、土留めの管理基準として6-3の表-6.3.1に示すものを用いていた。これは土留め壁の設計に拡張山肩の方法[中村・中沢(1972)]を用いており、また施工安全管理のためのフィードバック手法に拡張山肩の方法に必要なパラメータ(主働土圧係数、受働土圧係数、水平地盤反力係数、塑性域の深さ)を逆算するMARK-III[高野・松本・山・佐々木・大島(1981)]を用いているためで、これらの方法では土留め壁の応力と変形のみに着目しており、周辺地盤の変形について

は考慮していない。しかし、先にも述べたように都市部で実施されることが多いため、近隣への影響は十分考慮しなければならないことや、第1編第3章の3-5-2で行ったLIMDAC-3Dによる解析結果からもわかるように(第1編図-3.5.6~図-3.5.8)、掘削中に土留め壁に作用する土圧は静止土圧に近いことや、有効応力径路は土層構成や根入れ長によって大きく影響されることを考慮して、MARK-IIIの他にBACCHUS、SOMBAC及びLIMDAC-3Dを用いた土留め壁の変形及び周辺地盤の変形に対する施工安全管理を新たに提案している。勿論、LIMDAC-3Dを用いれば土留め壁の応力や切梁軸力も計算されるのでMARK-IIIは不要ではあるが、これまでに数多くの実績を有している上、第1編で紹介した現場-9のような特殊な挙動を示すものに対してFEMだけでその挙動を追跡するのは多大な労を要しすぎるため、MARK-IIIも並列して用いる。管理基準値としては、前述の表-6.3.1の他に周辺構造物などから許容変形量を事前に決定しておく。土留め壁の場合も管理基準値をオーバーした場合には何らかの対策施工を検討しなければならないし、安全性が十分ある場合は切梁段数を減らして施工速度を向上させられるかどうかを検討することが現場技術者のとるべきアクションである。

チェックの時機であるが、勿論常時行うのが望ましいが、大きな見直し時機としては盛土の場合には各段盛土、盛立て終了時、土留め壁の場合は各段掘削が終了して切梁を設置した直後が好ましいと考えている。

以上のことをフローで示したのが、図-7.4.1である。なお、この図には参考のために、計画・調査から維持管理まで業務の流れに即して全工程について示しており、これまでに新たに開発したプログラムLIMDAC-3D、DEMETER、BACCHUS、SOMBACの位置付けを示している。



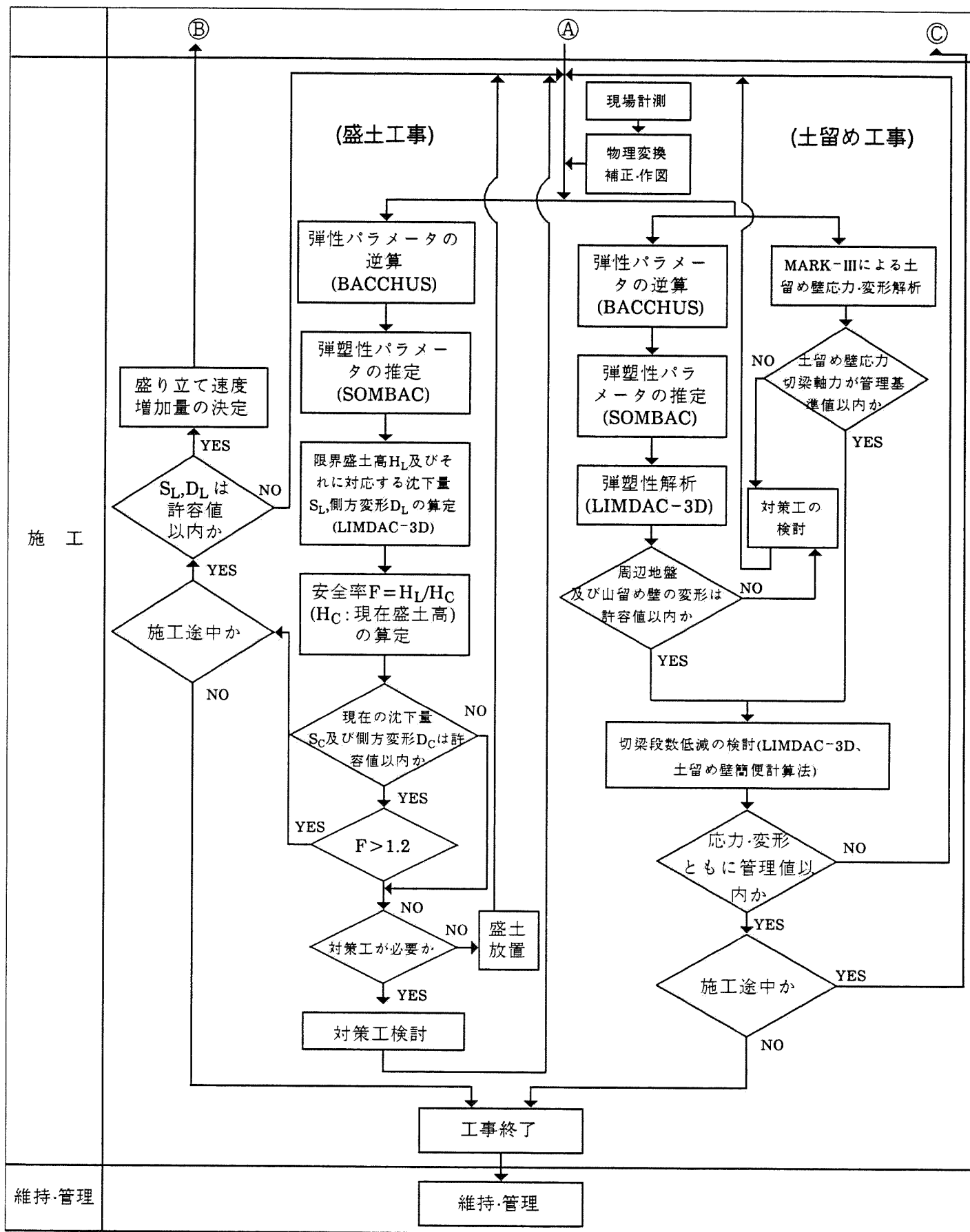


図-7.4.1 施工安全管理フロー

参考文献

- (1) 荒井克彦・片瀬貴文(1984) : 「トンネル内空変位計測に基づく地盤変形・強度定数の推定」、土質工学会論文報告集、Vol.24、No.2、pp.171~179
- (2) Arai, K., Ohta, H. and Kojima, K. (1984) : “Estimation of soil parameters based on monitored movement of subsoil under consolidation”, Soils and Foundations, Vol.24, No.4, pp.95~108
- (3) Arai, K., Ohta, H., Kojima, K. and Wakasugi, M. (1986) : “Application of back-analysis to several test embankment of soft clay deposits”, Soils and Foundations, Vol.26, No.2, pp.60~72
- (4) Broyden, C. G. (1970) : “The convergence of a class of double-rank minimization algorithms 1. General considerations”, J. Inst. Math. Appl., 6, pp.76~90
- (5) Broyden, C. G. (1970) : “The convergence of a class of double-rank minimization algorithms 2. The new algorithm”, J. Inst. Math. Appl., 12, pp.223~246
- (6) Davidon, W. C. (1959) : “Variable metric method for minimization”, AEC Research and Development Report ANL-5990 (Rev.)
- (7) Dixon, L. C. W. (1972) : “The choice of step length, a crucial factor in the performance of variable metric algorithms”, in Numerical Methods for Non-Linear Optimization, F. Lootsma (ed.), Academic Press
- (8) Fletcher, R. and M. J. D. Powell (1963) : “A rapidly convergent descent method for minimization”, Computer J., 6, pp.163~168
- (9) Fletcher, R. (1970) : “A new approach to variable metric algorithms”, Computer J., 13, pp.317~322
- (10) Fletcher, R. (1982) : “Practical methods of optimization, Vol.2 – Constrained optimization – ”, Academic Press
- (11) Goldfarb, D. (1970) : “A family of variable-metric methods derived by variational means”, Math. Comp., 24, pp.23~26

- (12) Iizuka, A. and Ohta, H. : “A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis”, *Soils and Foundations*, Vol.27, No. 3, pp.71~87
- (13) 今野浩、山下浩(1978) : 「非線形計画法」、日科技連
- (14) 松尾稔、川村國夫(1975) : 「盛土の情報化施工とその評価に関する研究」土木学会論文報告集、No.241、pp.81~91
- (15) 村上章、長谷川高士(1987) : 「Kalman フィルタ有限要素法による逆解析と観測節点配置」、第22回土質工学研究発表会、pp1033~1036
- (16) 中村基次、中沢章(1972) : 「掘削工事における土留め壁応力解析」, 土質工学論文報告集, Vol.12, No.4
- (17) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977) : “Induced anisotropy and time dependency in clays, constitutive equation of soils”, *Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics & Foundation Engineering, Tokyo.* pp.229~238
- (18) Shanno, D. F. (1970) : “Conditioning of quasi-Newton methods for function minimization”, *Math. Comp.*, 24, pp647~656
- (19) 柴田 徹、関口秀雄(1980) : 「盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測」、土木学会論文報告集、No.301、pp.93~104
- (20) 庄子幹雄(1968) : 「現場技術者のためのわかりやすい PERT・CPM」、鹿島出版会
- (21) Shoji, M. and Matsumoto, T. (1976) : “Consolidation of embankment foundation”, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.1, pp.59~74
- (22) Shoji, M., Ohta, H., Arai, K., Matsumoto, T. and Takahashi, T. (投稿予定) : “Two-dimensional consolidation back-analysis”, *Soils and Foundations*
- (23) Shoji, M., Ohta, H., Matsumoto, T. and Morikawa, S. (投稿予定) : “Safety control of embankment foundation”, *Soils and Foundations*
- (24) 高野孝・松本喬・山邦昭・佐々木豊・大島博(1981) : 「コンピュータシステムによる土留め掘削工事の計測管理-MARK-IIIシステムの開発」鹿島建設第31回施工技術並びに経営の合理化研究報文集(土木)、pp.547~556

第8章 情報施工システムの構築

8-1 概説

前章では情報施工を実施するためのフィードバック手法を開発し、それをどのように施工安全管理に応用すればよいかということについて研究を行ったが、実際に情報施工を各現場に定着して効果を上げるためにはフィードバック手法の開発とその応用法の確立の他に、第6章で検討したように、次の2点が必要となる。

(a) 安価で手間のかからない計測システムの開発

(b) 情報施工に伴う各種情報処理には、即時(リアルタイム)に現場で行えるよう、現場パソコンを端末としたコンピュータネットワークの構築。

本章では上の2点について検討を加え、著者の所属する建設会社固有の情報施工システムの構築を行うことを目的としている。ただし、このシステムの考えは他の一般総合建設業においても十分利用できるものである。そのために、次節では現場が自発的に情報施工を行えるよう気軽に負担できる計測コストはいくらかについて考察する。次にそこで算出されたコストに見合う安価で人手がかからない計測システムの構成について検討を行っている。ただし、計測器や記録器の詳細検討は第3編で行う。最後に上記(b)の目的を達成するために全社ネットワークを構築したが、その形態と本支店及び現場コンピュータの役割について考察を加えると共にコンピュータネットワークを構築したことによる効果について言及している。

8-2 計測コストに関する考察

本節でいう計測コストとは、計測機器とその埋設、ケーブル及びデータ集録器に要する費用を指す。現場事務所内にあるマイクロコンピュータ(パソコン)は現場計測のデータ処理だけに使用するのではなく他の工務事務の処理などにも使用するのが通常で、ここで検討する計測コストの算定からは除外する。また、ソフトの開発費も同一の工種であれば共通して使用できるので除外する。

計測コストに関する現状は、本編第6章で述べたように、比較的大規模工事で計測実施率が高く、総施工高に対して計測コストの占める割合は約2%である。一方、小規模工事で計測が行われる場合は計測コストの占める割合が高くなっている。このことは、大規模工事は工事の重要性からも、発注者側が計測管理を指示し、費用の負担も行うケースが多く、計測に多額な金額を投じている反面、中小規模の工事は情報施工の重要性を認識してはいるものの、現状では計測コストが多額となるため計測機器を設置することを手控えている現場も多いと考えられる。

本節では、中小規模の現場でも手軽に導入できる計測コストとは幾らかを試算するとともにその可能性について検討を行う。

現在、著者の所属する建設会社では工事を受注すると、工事の着手から完成引渡しまでの間に生ずる各種の事故による損害を填補するために工事保険に入っている。工事保険への加入は強制ではなく任意であるがほとんどの現場が加入している。表-8.2.1は、昭和54年12月から1年間の同社における土木完成工事高に対する保険料率を示しており、平均で完成工事高の0.23%を保険料として一般経費の中から払っている。保険料率は、工事着工前に施工計画書に基づいて保険会社が決定するものであるが請負額(無償支給品を含む)に対して表-8.2.2の目安である。

ほとんどの現場が工事保険に加入している理由は事故が起きた場合掛金に応じて保険金が支払われる(1回の事故に対する填補額は土工事の場合、通常2000万円~5000万円)というためであることはもちろんのことであるが、保険料率が0.3%~0.7%程度なら比較的容易に支払うことができるという点も見逃せない。情報施工も施工安全管理という立場からみれば現場の所長にとっては一種の保険と

見なすことができ、現在の計測コスト(施工高に対して約2%)が保険料率程度になれば手軽に計測システムを導入することができると考えられる6-2-4でも述べたように過去10年間の同社の土木工事の1件当たりの平均施工高は約5億円であるので、計測システムに要するコストが0.3%の150万円程度であれば目標利益に大きな影響を与えないばかりか、情報施工による工事の安全と合理的な設計変更による利益の増大は計測コスト(150万円)を大きく上回るものとなろう。

次に150万円程度で計測システムが構築できるかという検討を行う。計測システムに要するコストを低減する方法として考えられるのは、次の3点である。

a. 計測機器の個数、ケーブルの長さ等の量的な低減

b. 計測手法の改善

c. 計測機器及び記録機器単価の低減

a. の量的低減については、現場の状況(情報)を常時把握して適切なフィードバックを行うという情報施工の趣旨に反して情報量を減少させる方向の行為であるため、これを推奨することはできないが、計測項目と計測位置、管理基準、フィードバック手法等の計測計画をよく検討して無駄な計測器をなくすとともに、第3章第2節で検討を行ったように合理的な計測点の配置決定の検討を行って最小限の機器で最大限の効果をあげるようにしなければならない。b. の計測手法の改善についてはボーリング本数をできるだけ減らすような計測方法を考えたりすることである。例えば比較的均質な地盤では、地表面の変形だけを計測してもかなり高い精度の逆解析が可能であることは前章で検討を行った。また、できるだけ自動計測を取り入れ、計測に要する人件費を低減するのも情報施工を導入し易い環境といえる。直接コスト低減に影響を与えるのがc. である。目標計測コスト150万円のうち、ケーブルとボーリング代に50万円要するとして、約100万円の自動計測(半自動を含む)を狙いとした計測器と記録器の開発を第3編で行っている。すなわち、第6章の表-6.4.4 からわかるように過去の現場計測では平均計測点は約100であることから、1つの計測器は5000円~6000円におさえる必要があり、この数字は第6章、表-6.4.6 に示す市販計測器の1/10 以下に相当する。

著者は、情報施工を現場に定着させるには、1個5000円~6000円の計測器と30万~40万円の記録器(A/D 変換、切換器、タイマーを含む)からなる自動もしくは半

自動計測システムを開発することと現場－支店－本店を各種コンピュータネットワークで結ぶことにあると考えている。

表-8.2.1 著者の所属する建設会社における土木完成工事高に対する保険料率

(昭和54年12月～55年11月)

工事区分	件数	保険料(%)	工事区分	件数	保険料(%)
鉄道	88	0.28	下水道	106	0.26
道路	74	0.32	廃棄物処理	5	0.08
空港	17	0.05	水力発電	20	0.13
港湾	23	1.06	火力発電	84	0.10
海岸	7	0.12	原子力発電	8	0.17
河川・湖沼	34	0.15	都市開発土木	15	0.45
農業土木	27	0.20	土地造成	82	0.21
上水道	37	0.32	工鉱業・土木	198	0.15
工事用水道	3	0.22	その他	42	0.17

表-8.2.2 概算保険料率表

(昭和62年6月調査)

工事区分	料率(‰)	工事区分	料率(‰)
ダム工事	6～8	地下鉄工事	3.5～5
トンネル工事	5～7	工場基礎工事	3.5～5
道路工事	3～5	敷地造成工事	3.5～5
橋梁工事	4～9	海上栈橋工事	10～16
港湾工事	10～16	シールド工事	3～4.5
土地造成工事	4～6	上・下水道工事	3～5

8-3 データアクイジションとインタフェースの構成

計測システムの構成は基本的に (a) 手動測定、(b) 半自動測定、(c) 自動測定 の3つに分類され、それぞれの長短について6-4で既に述べた。手動測定は古賀(1984)も述べているように、原始的ではあるが、1点ずつデータをとるために、測定のたびにセンサが正常に機能しているかどうか、あるいはデータの大きさに問題がないか等の反省が行われるほか、インシヤルコストが安いという利点がある反面、計測点が20~30を超えると多大な人件費と時間を要するため、リアルタイムに施工安全管理を行うことを目的とする情報施工システムの構築には不向きである。

本節では、第3編で詳細なシステム設計を行うために、100測点の半自動もしくは自動測定が可能な計測システムの構成を考案する。

センサを用いて制御対象のもつ情報を収集することをデータアクイジションと言っている。北村(1984)は、データ収集後、これに適当な演算を行って、対象へ操作量として戻すシステムの典型的な例を図-8.3.1に示している。(本論文では、施工安全管理用土木計測器を対象としているのでこの図中(12)~(16)については、検討する必要はない。)(1)のアナログ形センサには電圧・電流変化形、抵抗変化形、インダクタンス容量変化形のものが多い。他方、(7)のデジタル形センサは、通常はパルスの個数が対象の情報を表すが、機械的エンコーダのように2進コードが情報となるものもある。しかし、第3編で詳細検討を行うが、本研究で使用するセンサは、感圧導電ゴムとポテンショメータが主体をなしているので、アナログ形センサの電圧・電流変化形に分類される。(2)及び(3)は二次変換器である。(2)の変換・増幅器とは、例えば、センサが抵抗変化形なら、抵抗値の変化を電圧に変換するものを意味する。この代表的なものはホイートストーンブリッジである。通常はこの段階で電圧レベルの調整を行う。このために用いられる増幅器(センスアップ)にはオペアンプが利用される。ただし、ゴム及びポテンシオメータの出力電力は高く(0~±5V)電圧レベルを調整するための増幅器は不要である。アイソレータは、センサ部分とデータ処理部分を直流的に絶縁し、

さらにノイズを除去する時に用いる。(3)のフィルタは信号中の高周波あるいは低周波ノイズを軽減するものである。

特性変換器はセンサのもつ非線形性を線形特性に直すものが多い。実際には、(2)と(3)を一体として考えなければならない場合が多い。(4)のマルチプレクサは、多くのセンサからの出力を切り換える電子スイッチである。(5)のサンプルホールドは、時間に関し連続な電圧信号をある一定の周期ごとにサンプリングし、この値を一定時間、電圧として保持する。このように一定に保持された電圧信号は(6)のA/D変換器によりデジタル変換され、デジタル信号となる。デジタル形のセンサの出力の処理の基本的な手法は(8)、(9)に示しているように波形整形後パルスカウンタによりデジタル信号に変換するものである。

このようにして得られたデジタル信号は、入力インタフェース(10)を通じてマイコンやデータロガーに入力される。マイコンには入力用のポートとして、デジタル信号を並列で取り入れるものと、1 bit ごと時間的に直列に取り入れるものが用意されている。また、入力信号はデータバスに直接接続できる場合もあり、この他にGP-IB (General Purpose Interface Bus) という計測機器用の標準バスによる並列ポートと、RS-232C とよばれるモデム(変復調装置)用の直列ポートが用意されているマイコンも多い。

以上が信号の流れの概要で、北村(1984)の文章からその多くを引用したが、上の記述は一般論で、本論文の目的とする安価で100測点の自動計測が可能なシステム構成を図-8.3.1の信号の流れを基に考えてみる場合、特に重要なことはa) 信号伝送の方法と位置、及びb) A/D変換器の性能の2点である。

土工事現場は通常センサとコンピュータとの距離が離れている場合が多く信号伝送が重要な問題となる。図-8.3.1のどの段階に信号伝送を取り入れるかは、センサの特性、伝送線の長さ、ノイズ源等の外部環境、データ取り込みの速さ、費用を考えて決定しなければならない。伝送にはアナログとデジタル形式があり、アナログ信号はノイズに弱い。アナログ伝送を行うのに最も簡単な位置は図-8.3.1のA点である。第3編で詳しい特性は述べるが、先に述べたように感圧導電ゴム及びポテンシオメータともに出力電圧は比較的高く通常のオペアンプは不要であるが、それでもA点で伝送を行うには距離に限界がある。また、ゴムは電気

抵抗により比較的発熱しやすいため電流量として1mA程度に抑えておくことが好ましく[横浜ゴム(株)(1980)]A点に電圧-電流変換器(定電流回路)が必要となる。そうすることにより500~600mのアナログ伝送が可能となる。

センサから得られる地盤の挙動に関する情報を次節(8-4)で述べるコンピュータネットワークを利用してリアルタイムに情報施工を行うには、アナログ信号をデジタル化する必要がある。計測システムの構成を考える上で、このA/D変換器にどのような精度のものをを用いるかを決めなければならない。表-8.3.1は、A/D変換器の代表例を示したものである[日本機械学会編(1985)]。著者が対象としている現象は比較的ゆっくりしたもので、通常1日に1~2回の情報を得ることで目的は達成される。したがって、A/D変換に要する時間はそんなに高速でなくともよく二重積分形方式が向いている。

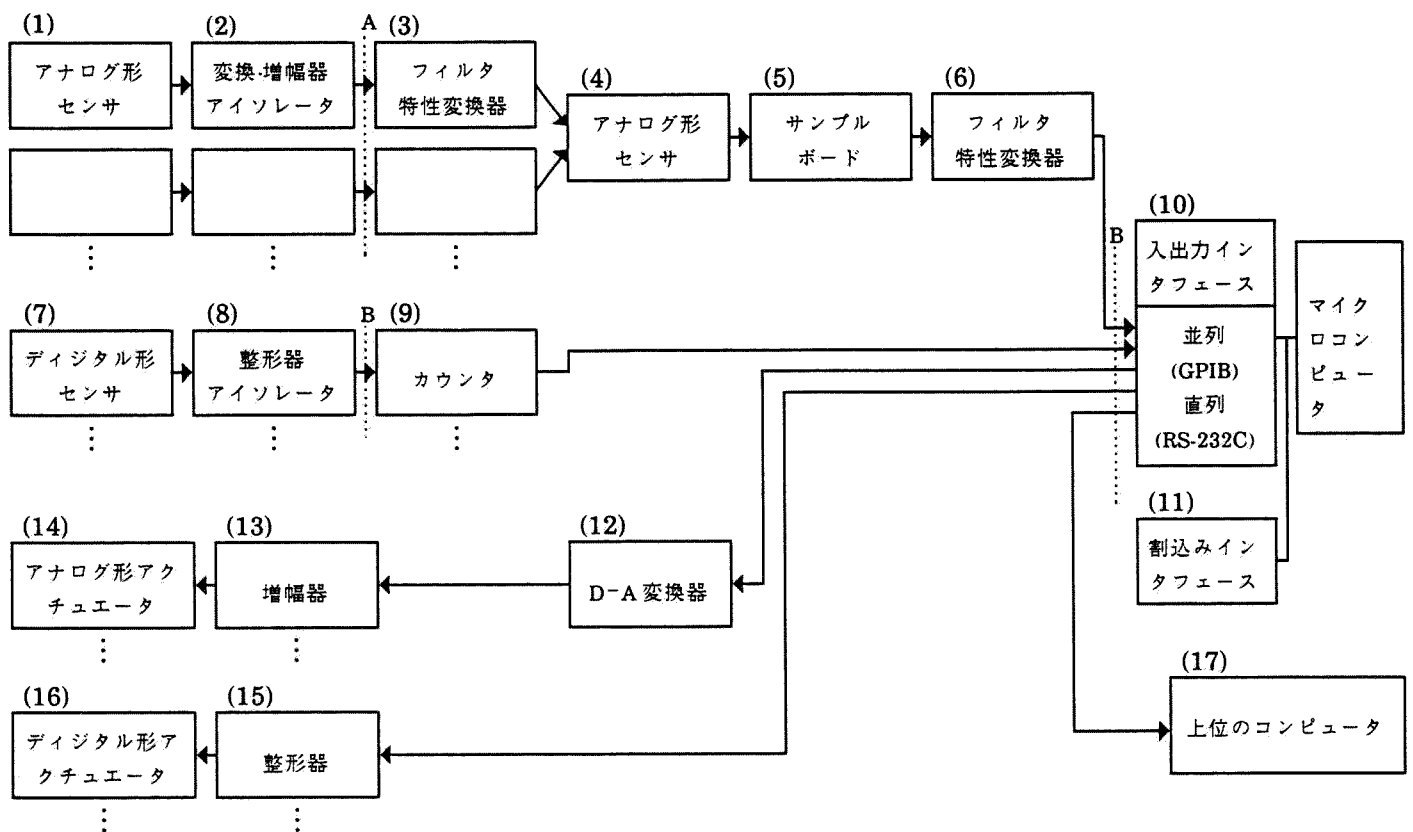


図-8.3.1 データ処理の流れの例[北村(1984)]

表-8.3.1 A/D変換器の代表例 [日本機械学会編(1985)]

方 式	原 理	代 表 例	変換時間	分 解 能	用 途	特 徴
積分形	電圧-時間 変換による時間計数	二重積分方式	10ms~1s	12~16Bit	一般測定器、 DDM・温度計等	(利点) 容易に高分解能が得られる 商用周波数他の雑音除去能力が高い (欠点) 変換時間が一定でない 比較器のオフセット電圧の影響が大きい 両極性入力を扱いにくい
		帰還系パルス幅 変調方式 (PWM形)	4ms~1s	12~20Bit	高精度測定器、 DDM・温度計 電力計 記録計	(利点) 二重積分方式の利点を合わせ持ち高精度が得られる 変換時間が一定である 比較器のオフセット電圧の影響が少ない 両極性入力を扱える 電氣的絶縁をとりやすい (欠点) 高速 A/D 変換に向かない
比較形	電圧の直接比較	逐次比較形	1μs~1ms	8~14Bit	波形デジタイザ 他店温度ロガー データレコーダ FFTアナライザ 音声帯域波形解析	(利点) IC化により中速度、中精度の A/D 変換器が容易に得られる (欠点) サンプルホルダが必ず必要である
		並列比較形 (フラッシュ形)	10ns~1μs	4~8Bit	波形デジタイザ デジタルオシロスコープ ビデオ帯域波形解析	(利点) 高速 A/D 変換が可能である サンプルホルダなしでも動作可能である (欠点) 回路規模が大きい

8-4 コンピュータネットワークの構築と役割

8-4-1 ネットワークの構成

コンピュータネットワークは、現場、営業所、支店及び本社の間を通信回線で結び、直接的に情報の伝達、検索、更新を行うもので、既に確立されている銀行等の金融業種にその代表例を見ることができる。

著者が所属する建設会社では著者が中心となって、全社的な営業活動の強化、とりわけ地域営業拠点である支店の情報処理能力を高めることを第一目的として、昭和61年2月までに図-8.4.1に示すネットワークのうち本支店間のネットワークを構築した。また、コンピュータ設置状況を図-8.4.2に示している(昭和62年9月現在)。この他に第2編第6章の表-6.4.2に示すように現場には、オフコン、パソコン合わせて686台が設置されている(昭和61年12月現在)。

ネットワーク化にあたってのデータ通信方式は、高性能でかつ経済的なNTTのDDXパケット交換回線を採用している。この交換サービスは、通信する双方の間で直接データの送受が行われるのではなく、データは256オクテット(1オクテットは8ビット)ごとに分割され、それぞれあて先情報を含んだヘッダがつけられており、いわば情報の小包(パケット)である。このパケットは、NTTの交換機にいったん蓄積された後、交換網内を転送され相手先に送り届けられるもので、伝送品質が非常に高いという特長を有している。また、図-8.4.2からもわかるように、本社のホストコンピュータはHITAC M-680Dであるが、支店コンピュータは営業の関係上、HITAC系の他にACOS系を導入している。このような異機種コンピュータ接続のために、ゲートウェイプロセッサ(プロトコル変換用)を本社ホストコンピュータ側に設置している。

本支店間ネットワークを構築することにより得られた効果は、次のようである。

- (a) 支店担当者が営業活動を展開する際に、本支店コンピュータに蓄積されているデータベース(技術情報、工事情報等)の検索集計、本店コンピュータで処理する情報処理結果が支店の端末から即時に得られ、迅速に対応できるようになった。

(b) 本店コンピュータの技術計算プログラムのうち支店コンピュータの演算に適するもの約50本を移植することにより、営業から設計・施工に至る業務の効率化技術営業力の向上を図ることが可能になった。

(c) メーカーの異なるコンピュータ間の接続や通信回線網の構築についての多くの検討・調査を踏まえ、今後の得意先の情報センターやインテリジェントビル計画に応用できる技術が蓄積できた。

以上のような本支店間のネットワーク構築の成功を踏まえ、この効果をさらに現場、営業所レベルにまで水平展開し、本支店から現場の情報を、また現場から本支店の情報を相互に伝達、検索及び更新が行えるよう支店-現場のネットワークの構築に61年3月から着手した。第2編第6章の表-6.4.3でも示した区分Dの使い方は長所は多数あるにもかかわらず著者が所属する建設会社ではこれまで行われていなかった。このことにより、現場内だけで閉じられていた計測データが本支店の大型・中型コンピュータに伝送されることになり、次項(8-4-2)で述べるように各種コンピュータが最も得意とする部分の情報処理を即時に行うことができるようになった。

図-8.4.3に現場-支店-本社の典型的なネットワークモデルの一例を示す。すなわち支店と現場の間は伝送速度2400BPSの公衆回線を用いている。この図に示すモデム(ITM 2400)は公衆回線を用いている関係上、現場・支店間の伝送をアナログ信号で行っているためのD/A及びA/Dの変換器である。NTTでは近年、新データ網など回線のデジタル化が急速に進展しており、伝送速度及び伝送品質は非常に高いものである上、モデムも不要であるが、DTE端末装置またはパソコンが送受信するデジタル信号と伝送路に適したデジタル信号の変換をするDSU(Digital Service Unit)が必要となり、かなり高価なものとなるため現在は図-8.4.3に示す形式を採用している。

なお、現場パソコンと計測器との間の計測システムの構成は次編(第3編)第14章において図-14.3.1に示す。

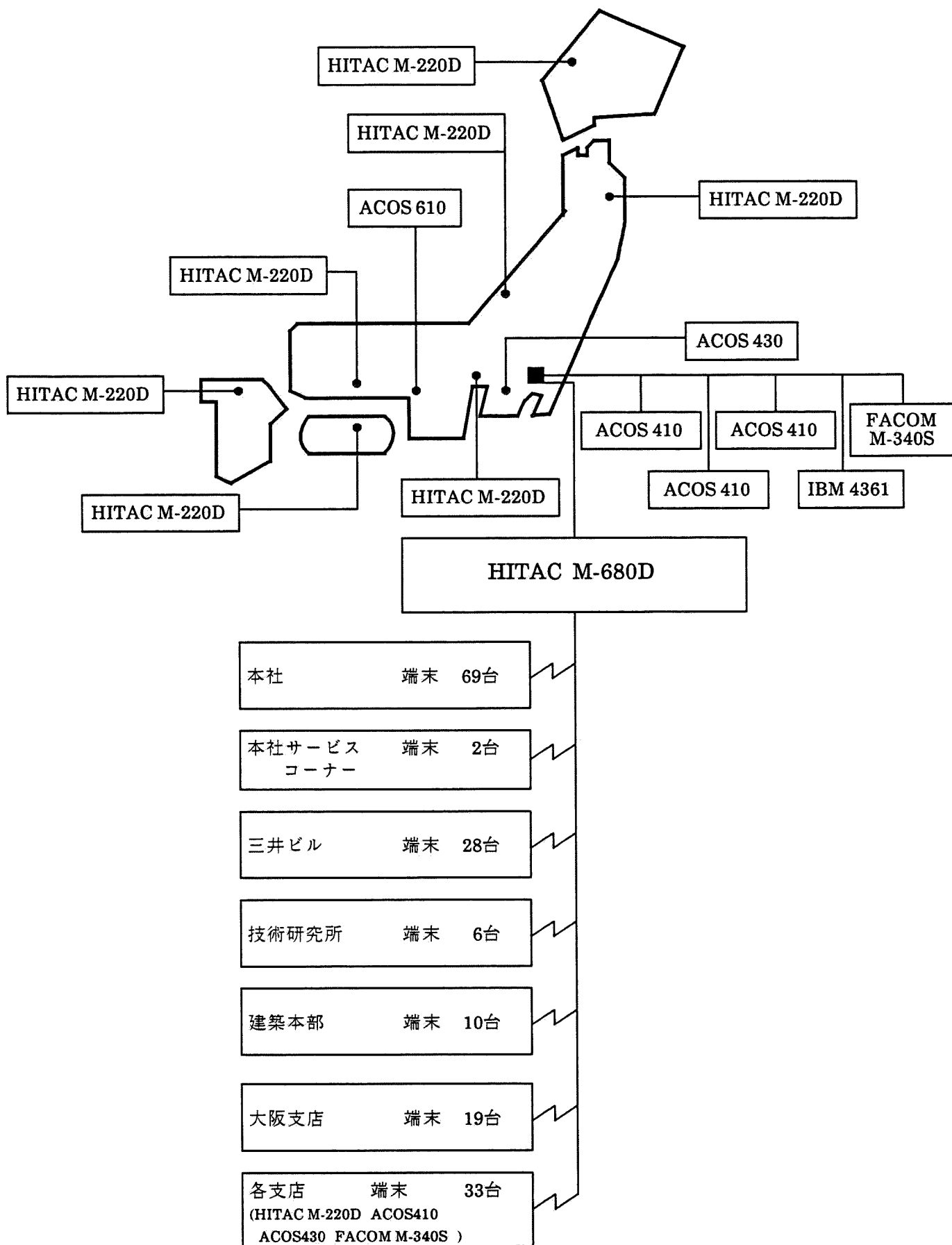


図-8.4.2 著者の所属する建設会社におけるコンピュータの設置状況(昭和62年12月1日現在)

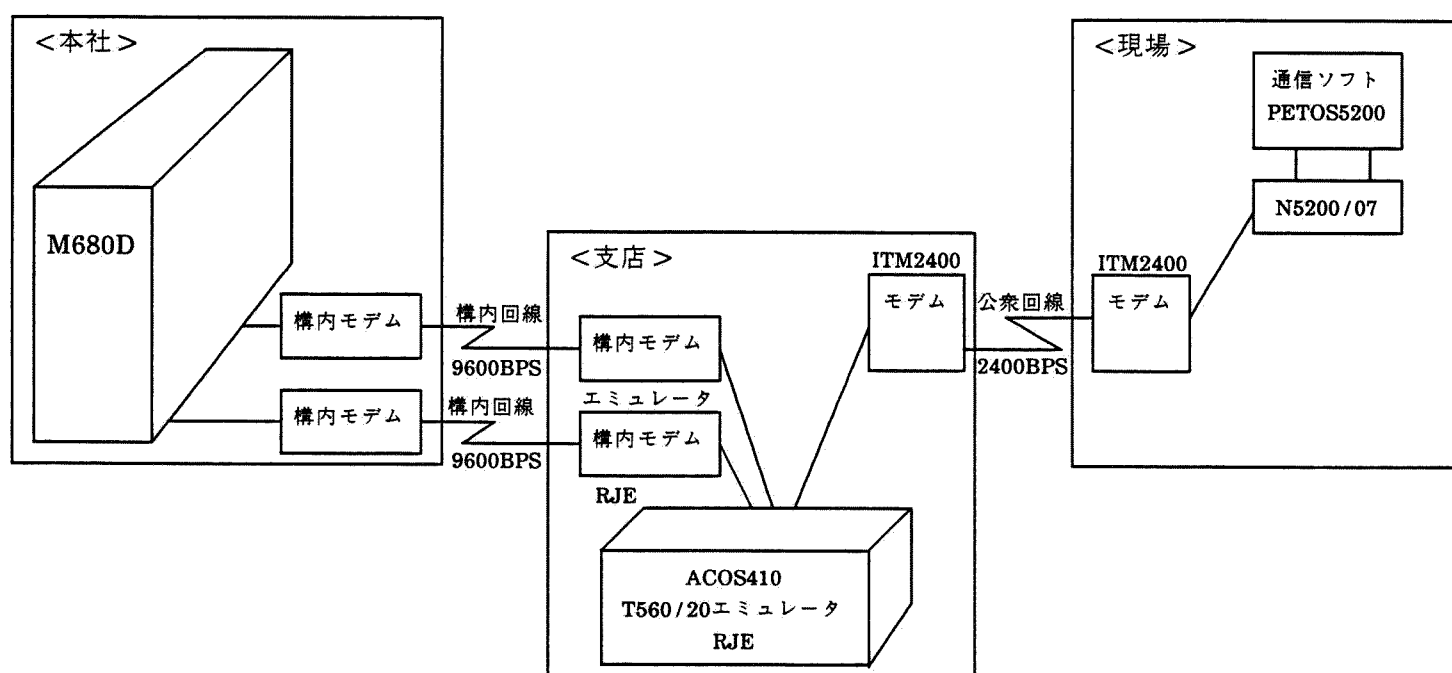


図-8.4.3 現場-支店-本社のネットワークモデルの1例

8-4-2 各種コンピュータの役割

本項では、即時的(リアルタイム)な情報施工を行うにあたり、本支店及び現場コンピュータがどのような役割を果たすべきかを検討して、今後の土工現場における指針を策定するものであり、著者等[庄子・松本・佐々木(1986)]は既にその概念を述べているがここで詳述する。

各種コンピュータの役割を検討するにあたり、コンピュータネットワークを構成するコンピュータの性能を把握しておく必要があるが、表-8.4.1は各種コンピュータの性能特性を示している。この表からもわかるように、パソコンレベルの現場コンピュータは、計測のオートスキニングコントロールや計測器から取り込まれた電気量(例えば電圧)の物理量(例えば土圧・水圧、沈下量)への変換、作図・作表及び簡単な計算が可能である。

支店の中型コンピュータの中央処理装置の標準容量は6MB、演算速度0.42~1.0MIPSを有しており、本社大型ホストコンピュータのそれと比べ容量は約1/20、処理速度は1/20~1/40程度である。現在支店コンピュータでは、第1編第2章で行った簡易予測解析(二次元弾性FEM解析を含む)や本編第6章で紹介した土留め壁のフィードバック手法としてのMARK-IIIによる予測解析が処理できる。

本社ホストコンピュータは、第1編第3章で開発した透水を考慮した三次元弾粘塑性FEM解析(LIMDAC-3D)及びFEM逆解析等の高度な解析手法を要するものの処理に適している。

上で述べた各種コンピュータで処理する代表的なシステムを整理したものを表-8.4.2に示す。この表では営業レベルから設計、施工、維持管理までの業務の流れに従い土工事に必要な情報処理について統括的に示しており、特に情報施工に関する部分を太字で示している。もちろん現場パソコンや支店中型コンピュータを端末として大型コンピュータを稼働させることができるし、現場パソコンや支店コンピュータで処理するソフトは大型コンピュータでも当然処理できるので社内のどこからでも必要な情報を入手できるネットワークシステムとなっている訳である。

ここで述べている各種コンピュータの性能とそれに付与している役割は1987年9月現在のもので、コンピュータの進歩は日進月歩であるため常に見直さなければならない。例えば、第1編第1章の図-1.1.1に示すように著者が所属する建設会社では1963年(昭和38年)にコンピュータを導入して以来、6年ごとにホストコンピュータを交換してきたが、最近では、4年ごとにリプレースを行っている。パソコンの進歩はさらに速く1971年にインテル社で4ビットマイコンが発表されて以来、今日では16ビットマイコンが中心機種となっており、近い将来32ビットCPU搭載のマイコンが普及すると考えられる。その場合には表-8.4.2の現場パソコンは支店中型コンピュータ程度の性能を有するため、その役割も変更しなければならないことは言うまでもないことである。従って、同社のコンピュータ行政を託されている著者は4年に一度の割合で全社のコンピュータネットワーク体制の見直しを行うとともに2年ごとにパソコン、オフコン、EWS(エンジニアリングワークステーション)、OA機器の見直しを行っている。

8-4-3 ネットワークの有効性

コンピュータネットワークを構築したことによる定性的効果は前項でも述べたように、各種情報(営業情報、技術情報、人事情報、経理情報等)が本支店・現場のどこでも随時に取り出すことにより業務の効率化に役立っていることが挙げられる。情報施工システムからみた場合も同様に、前章の図-7.4.1に示す情報施工の流れ図において各段階で用いる解析プログラムは、用いるコンピュータこそ異なるが現場パソコンを端末として随時に必要情報が取り出すことができる。一方、情報収集という観点からみても、これまで各現場、各支店で留まっていた情報も本店ホストコンピュータに集約されてくるので情報の蓄積が確実に行われ新規工事へ容易に反映される。

図-8.4.4は本店ホストコンピュータのCPU使用実績の推移を示したものである。この図からもわかるように、本支店ネットワークが完成した昭和61年2月以降平均で約28%の増加を示しており、これは支店・現場からホストコンピュータにアクセスしたことによる結果と考えられる。表-8.4.3は、全社のオフコン・パ

表-8.4.1 本支店・現場コンピュータの性能表

	本店 ホストコンピュータ	支店中型 サテライトコンピュータ	現場パソコン
機種名	HITAC M-680D	HITAC M-220D、 ACOS610、ACOS430	PC9801XA、 N5200/07
容量	128MB	6MB	0.64MB(標準)、 1MB(標準)
演算速度	18MIPS	0.42MIPS、 0.9MIPS、1.0MIPS	0.1MIPS程度
ディスク容量	80GB	2500MB、 3000MB、3900MB	10MB(標準)、 20MB(標準)

表-8.4.2 情報施工における各種コンピュータの役割

	本店大型コンピュータ	支店中型コンピュータ	現場パソコン
企画 営業	<ul style="list-style-type: none"> ・ 営業情報システム ・ 工事統計システム ・ 技術情報システム ・ 特許情報システム ・ 事業収支計画システム ・ 概算見積システム ・ 土地造成システム 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 得意先情報システム ・ 概略土地造成システム 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 名刺管理システム ・ 得意先リスト ・ 新聞情報検索
設計	<ul style="list-style-type: none"> ・ 弾塑性変形・浸透流連成解析 (LIMDAC-3D) ・ FLUSH ・ 液状化 FEM 解析 (DIANA、TARA) ・ 飽和・不飽和浸透流解析 ・ 土質地盤データバンクシステム ・ 図形処理システム (CAD) ・ 確率有限要素解析 ・ 信頼性設計解析 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 弾性・非線形 FEM 解析 ・ 二次元弾性圧密解析 ・ SHAKE ・ 図形処理システム (MINICAD) ・ 平面フレーム解析 ・ NASTRAN 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 円弧すべり計算 ・ 土留壁設計計算 ・ 杭打ちシミュレーション ・ 三次元すべり計算 ・ 液状化判定エキスパートシステム
施工計画	<ul style="list-style-type: none"> ・ 見積システム ・ 重機計画システム ・ 計測点位置決定 (DEMETER) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ PERT ・ 協力業者情報システム ・ 機材在庫管理システム 	
施工	<ul style="list-style-type: none"> ・ 圧密逆解析 (BACCHUS) ・ 弾塑性パラメータ推定 (SOMBAC) ・ LIMDAC-3D ・ 人事給与システム 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 土留め壁逆解析 (MARK-III) ・ 工事会計システム ・ JV 会計システム ・ JV 工未払金システム ・ 資材発注管理システム ・ コンクリートひび割れ予測システム 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 計測システム (変換、補正、作図) ・ 双曲線法、松尾・川村法 ・ 発注管理システム ・ 原価管理システム ・ 機材管理システム ・ 出来高管理システム ・ 在庫管理システム ・ 下請出来高管理システム ・ 測量計算

ソコンの設置状況の推移を示しているが図-8.4.4と同様の増加率を示しており、
全社ネットワークが定着しつつあることがわかる。

著者が所属する建設会社における中央処理装置(CPU)使用料は1時間当たり
150万円であり、図-8.4.4からもわかるようにネットワーク構築により月平均
43時間のCPU使用増加となっており、金額に換算すると月額6450万円(年7億
7400万円)に相当する。効果の算定に用いる指標として少し不適切かもしれない
がコンピュータネットワークを構築することにより年間約8億円の合理化に繋
がっていると解釈できる。一方、ネットワーク構築に伴う支出としてNTTへの
通信費340万円/年(S61.1~S61.12)及びパソコンと支店コンピュータとを結ぶた
めのモデム(例えばITM 2400、図-8.4.3参照)設置料24万円/台であり、双方と
も些少な額である。なお、ネットワークによる通信回線費が年間340万円と比較
的少ないのは、支店中型コンピュータで情報が処理されていることも多いことを
示している。すなわち、本店ホストコンピュータのCPU使用増だけでなく、支
店中型コンピュータで情報処理が行われているケースも多く、分散処理が理想に
近い形で実施されていると解釈できる。参考のために表-8.4.4に昭和61年12月
における各支店の中型コンピュータのCPU使用状況を示している。

表-8.4.3 ミニコンピュータ設置状況の推移

	オフコン	パソコン	合計
昭和59年 11月	72	434	506
昭和60年 11月	74	499	573
昭和61年 11月	66	620	686
昭和62年 7月	57	665	722

表-8.4.4 支店コンピュータ CPU 使用状況
(昭和61年12月)

支店名	設置コンピュータ	CPU 使用時間
札幌	HITAC M-220D	37:10
仙台	HITAC M-220D	41:37
横浜	ACOS 410	94:39
北陸	HITAC M-220D	24:18
名古屋	HITAC M-220D	31:07
大阪	ACOS 610	55:55
広島	HITAC M-220D	34:51
四国	HITAC M-220D	31:23
九州	HITAC M-220D	29:47

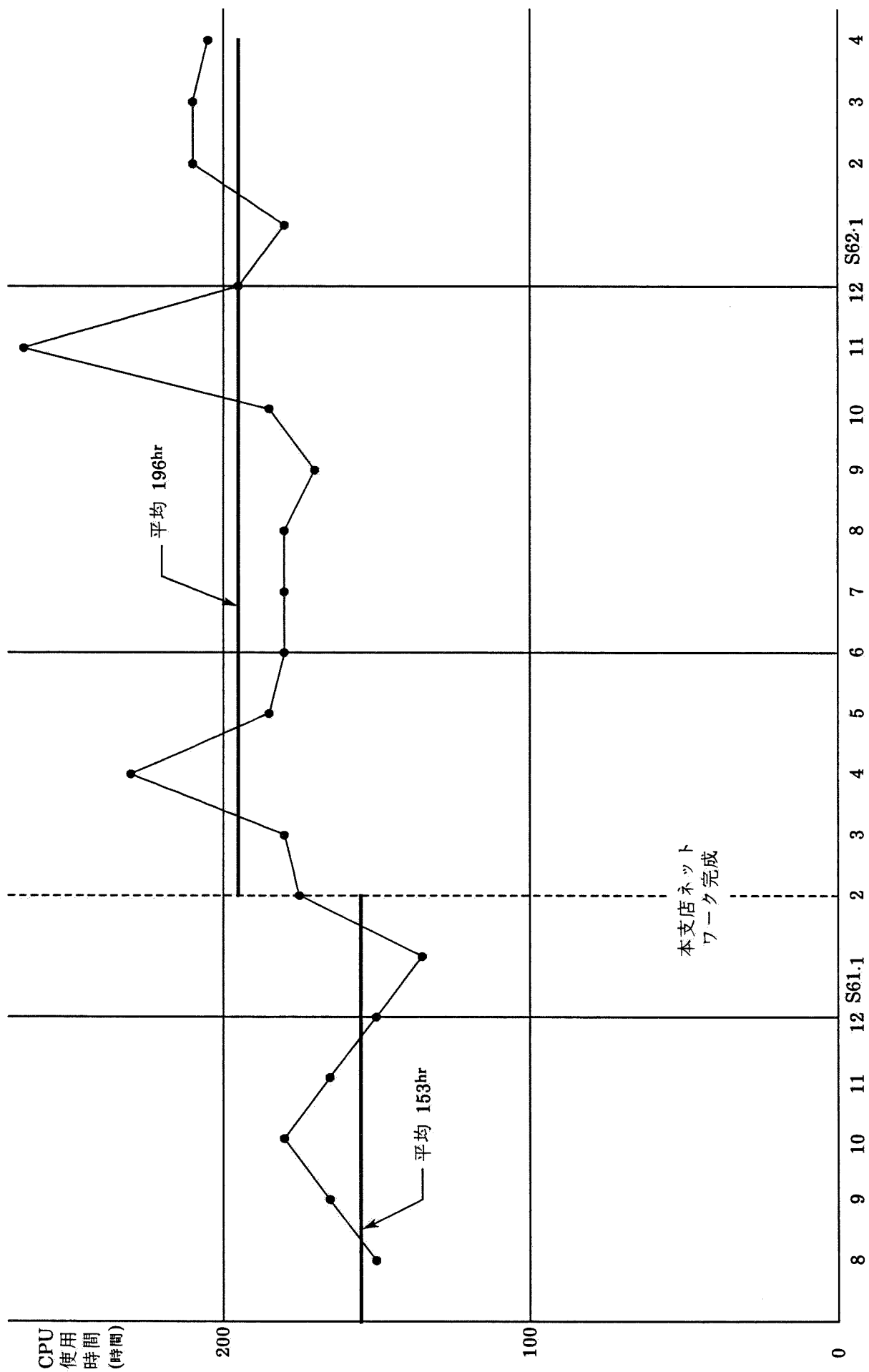


図-8.4.4 本店ホストコンピュータ使用実績の推移

参考文献

- (1) 北村新三(1984)：「データアクイジションとインタフェース概説」、コンピュータロール、No.7、pp.9~12、コロナ社
- (2) 古賀哲沢(1984)：「講座 土を測る－現場計測と施工管理－2. 現場計測の手法」、土と基礎、Vol.32、No.4
- (3) 日本機械学会編(1985)：「センサと信号処理システムII」、計測法シリーズ2、朝倉書店
- (4) 庄子幹雄・松本喬・佐々木猛(1986)：「土木技術にみるコンピュータ、5.情報化施工」、土木学会誌、Vol.71、No.8、pp.63~66
- (5) 横浜ゴム(株)(1980)：「感圧導電性シリコンゴムシート(CS57-7RSC)の性能特性」、横浜ゴム(株)技術資料

第9章 結論

安全施工のために工費を有効に活用し、社会的不安を招くような現場の破壊を回避し、かつ迅速、経済的に構造物を構築することが建設業における土木技術者に課せられた責務である。したがって、ここ5、6年前から広まり始めた情報設計・施工システムは今後もますます発展するに相違ないと著者は考えている。一方、情報施工に関する特集や冊子で、その実施例や計測システムの構成、ミニコンピュータの利用法について数多く紹介されているが、現状におけるその実態は土木工学の進展に指導的な一部の企業者(官庁、公団、電力会社、鉄道会社)が一部の大規模工事に適用しているにすぎず、建設業者が自社の受注工事に対して情報施工の効用は理解していても実際にそれを実施しているという姿はあまり見られない。

このような観点から、本編では従来の計測管理システムの実情を調査検討し問題点を抽出し、その問題を解決するための方策を考究し実施した。

抽出された問題点を列記すると以下の通りである。

- (1) 計測に手間がかかると共に計測器が施工の邪魔になる。
- (2) 計測器のコストが致命的に高い。
- (3) 計測器の埋設位置の合理的決定法が確立していない。
- (4) フィードバック手法は研究レベルのものが多くいまだ実用的に使用されているものが少ない。
- (5) 管理基準の設定を含めたわかり易い情報施工の手順書(マニュアル)がない。
- (6) ミニコンピュータで処理できる情報量は限られており、大型、中型コンピュータとネットワークで結ばないと本格的な情報施工はできない。

このような問題点に対して開発、考察した事項は次の通りである。

- (1) 現場で自主的に情報施工を実施することができる計測システムに対するコスト(計測器 100ポイント、ボーリング代、ケーブル代、記録器)は150万円程度である。
- (2) 自動計測システムの概念設計を行った(詳細設計は第3編で行う)。

- (3) 二次元弾性圧密方程式に対する感度解析プログラム (DEMETER) を開発し、感度係数の大きさも考慮した合理的な計測器の埋設位置決定方法を検討した。
- (4) BFGS 法を用いた二次元弾性圧密逆解析プログラム (BACCHUS) を開発し、大規模土工事の施工安全管理へのフィードバック手法として有効であることを明らかにした [Shoji, Ohta, Arai, Matsumoto and Takahashi (投稿予定)]。
- (5) BACCHUS により逆算されたパラメータを用いて LIMDAC-3D (仮想粘性法を用いた三次元弾・粘塑性解析プログラム) に必要なパラメータを推定する方法を提案しプログラム (SOMBAC) 化した。この推定法を用いると非常に精度の高い次工程の挙動予測解析が可能なことを明らかにした [Shoji, Ohta, Matsumoto and Morikawa (投稿予定)]。
- (6) BACCHUS、SOMBAC、LIMDAC-3D の設計・施工変更への応用例を示すとともに、これらを系統的に用いて情報施工を行う手順を明らかにした。
- (7) 情報施工をリアルタイム (即時的) に行うために、現場-支店-本店間のコンピュータネットワークを構築し、各コンピュータの役割を明らかにした。また、コンピュータネットワークによる効果についても明らかにした。

参考文献

- (1) Shoji, M., Ohta, H., Arai, K., Matsumoto, T. and Takahashi, T. (投稿予定) :
“Two-dimensional consolidation back-analysis”, Soils and Foundations
- (2) Shoji, M., Ohta, H., Matsumoto, T. and Morikawa, S. (投稿予定) : “Safety
control of embankment foundation”, Soils and Foundations

第3編

大規模計測システムの開発と 現場への適用

第10章 序論

第1編では施工手順を考慮した土構造物の挙動予測解析に関して、設計時に常時使用される比較的簡便な手法から、現在の解析技術において最も良く現実の力学機構を考慮した解析手法に至るまで、それぞれどの程度の予測精度を有するのかを調べた。その結果、仮想粘性法による三次元弾塑性変形・浸透流連成解析(LIMDAC-3D)を用いると荷重の漸増と圧密に伴う地盤の弾塑性的な変形・応力の挙動と破壊域の進展状況から地盤の極限状態に至るまでのすべてを有効応力に基づいて統一的に解析できることがわかった。しかし、自然条件や境界条件の変化、土質調査・試験から得られる入力パラメータのばらつき等数多くの不確実性が存在するため、現場計測による情報施工を推進することが工事の安全性及び経済性のために不可欠であるとしている。

第2編ではこれを受けて、情報施工を現場に定着させるために解決しなければならない項目について検討を行うと共に、主としてソフトウェアを中心に解決のための種々のプログラム開発と施工安全管理の手順ならびにリアルタイムに現場計測情報に基づいたフィードバックシステムを運用できるためのコンピュータネットワークを構築した。

本編では第2編で検討を行った事項のうち、主としてハードウェアに関するもの、すなわち計測器の開発(一部システム設計のみ)及び記録器を中心とした自動計測システムのシステム設計を行った。

現場における計測では、室内計測に比べると極度に高い精度を要求されないことが多いが、その代わり振動、熱、水分など計測器にとっては好ましくない測定条件のもとでもある程度の精度を確保しなければならない場合が少なくない。したがって、検出器(センサ)がそのまま素朴な形で使用されることはまれである[都(1975)]。このため、各計測器は種々の工夫を凝らして苛酷な現場条件に耐えるものを商品として販売されている。このため第2編第6章表-6.4.6に示すように、販売頻度がそれ程多くないことも相まって、各計測器は非常に高価なものになっている。一方、第2編第8章で検討を行ったように、現場で手軽に導入できる(これは情報施工を現場に定着させるための必要条件であるが)計測器のコストは一計

測器当たり 5000～6000円であることを述べた。本編ではこのような安価な計測器が開発できることの一例を示すことを目的としている。このため第11章では感圧導電ゴム (CS57-7RSC) [横浜ゴム (株) (1980)] を用いた土圧計、間隙水圧計を開発し、種々の室内試験で感圧導電ゴムの特性を調べた後、第12章で金沢大学移転先造成盛土工事及び千葉県平川カントリークラブ新設工事・隣接盛土における現場実験を実施し精度及び耐久性の検討を行っている [庄子・太田・吉田・佐藤 (1988)]。

さらに、第13章では検出器の価格が比較的安価で精度も良好な上、増幅器が不要という利点を有するポテンショメータを利用した沈下計、変位計のシステム設計を行い実際に開発を行う場合の資料としている。

土工事現場では、土木技術者の数は数名の場合も多く、手間のかからないかつ安価な自動計測システムであることも必要条件の一つであるが、第14章では、このニーズに合致する計測システムのシステム設計も行っている。

参考文献

- (1) 都淳一(1975)：「土木計測 理論と応用」、鹿島出版会
- (2) 庄子幹雄、太田秀樹、吉田英信、佐藤真(1988)：「感圧導電ゴムを利用した土圧計及び間隙水圧計の開発と現場への適用」、土木学会論文集、第391号 / VI-8、pp. 74~82
- (3) 横浜ゴム(株)(1980)：「感圧導電性シリコンゴムシート(CS57-7RSC)の性能特性」、横浜ゴム(株)技術資料

第11章 土圧計及び間隙水圧計の開発

11-1 センサの選択

第2編8-2で検討したように、情報施工を現場に定着させるためには、安価で取扱いの簡単な計測器を開発し、かつ人手によらない自動計測にすることが必要である。またすでに述べたように安価とは、1つの計測器が5000円～6000円程度のものを差す。

本章では、この目的のもとに土圧計及び間隙水圧計の開発を行う。センサの候補として第2編6-2-2で調査したセンサのうち開発の可能性があるひずみゲージ、カールソン型、差動トランス、感圧導電ゴムについて、センサの単価と精度及び増幅器の必要性について比較したものを表-11.1.1に表す。この表からもわかるように感圧導電ゴムは非常に安価であること、増幅器も不要なことからセンサとして採用した。さらに、感圧導電ゴムの剛性が地盤に近いこと、周辺地盤になじみやすく応力集中を起こしにくいことや他のセンサのように圧力を機械的な加工を介して変形に変換する必要がないため機械加工費が安いことなど数多くの利点を有している。

表-11.1.1 各センサの比較

センサ	価 格		精度	アンプの必要性	総合評価
感圧導電ゴム	160円 / ϕ 50 mm 見当	◎	○	無	◎
カールソン型	8.8万円	○	◎	無	○
差動トランス	10.5万円～35万円	△	◎	有 / 無	△
ひずみゲージ タイプ	7万円～10万円	○	◎	有	△

11-2 感圧導電ゴムの特徴

感圧導電ゴムは、シリコンゴム中にカーボン粒子を埋め込んだもので、加圧されていない時は絶縁状態 ($10\text{M}\Omega$ 以上) にあり、圧力を加えるとその部分が導通状態 (数 10Ω 以下) となるもので図-11.2.1 に感圧の原理の概念図を示す [柳田・山崎 (1986)]。従来はスイッチング素子 (オン・オフ用) としてよく利用されてきたが、今回、圧力センサとして試用したものである。感圧導電ゴムの特徴はその安価さ ($100\text{円}/\phi 50\text{mm}$) と、出力電圧が大きいこと、ひずみゲージのように増幅器を必要としない点にある。表-11.2.1 に感圧導電ゴムの性能特性を示す [横浜ゴム (株) (1980)]。

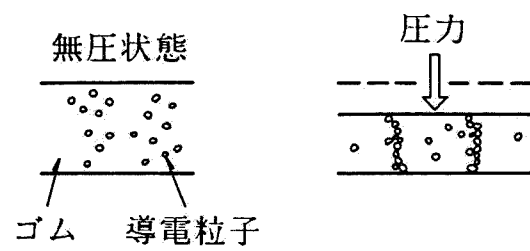


図-11.2.1 感圧導電ゴムの感圧の原理
[柳田・山崎(1986)より引用]

表-11.2.1 感圧導電ゴムの性能特性
[横浜ゴム(株)(1980)より引用]

項目	性 能
引張強さ	19 kg/cm ²
破断伸び	220 %
厚さ	0.5 mm
硬度	50 Hs (A) JIS K6301
耐荷重性	6 kg/cm ² 以上

11-3 感圧導電ゴムの感圧特性に関する基礎的実験

11-3-1 実験の目的及び実験項目

11-1 で述べた通り感圧導電ゴムは計測器用センサとして使用できる可能性があると思われるが、現状では感圧導電ゴムの圧力～電気抵抗変化特性及びその精度が十分明らかになっているとはいえない。そこで、本節では、感圧導電ゴムを計測器用センサとして使用する上で圧力～電気抵抗変化特性に影響を与えと考えられる次の諸項目について明らかにすることを目的に、室内実験を金沢大学工学部土木建設工学科において実施した。

- (a) 感圧導電ゴムの大きさによる影響(寸法効果)
- (b) 荷重載荷後の放置時間と抵抗変化の関係(クリープ特性)
- (c) 載荷時と除荷時の荷重～抵抗関係の違い(ヒステリシス特性)
- (d) 測定可能な圧力範囲
- (e) 温度変化による影響
- (f) 引張り載荷時の荷重～電気抵抗特性

なお、(a)～(f)の他に感圧導電ゴムシートがシートごとの不均一性や一つのシート中の部分ごとの不均一性を有することが報告されている[横浜ゴム(1980)]。また、次項(11-4)の感圧導電ゴムを用いた土圧計及び間隙水压計の開発でも述べる通り、土圧計製作過程においても防水被覆加工に伴うバラツキも生じていることがわかる。したがって、現実には土圧計として使用する際には、個々の土圧計ごとに圧力～電気抵抗曲線を取らねばならず本項では不均一性(部分効果)に関する実験は省略した。

11-3-2 実験方法

前項で述べた a～e の項目を明らかにするためゴムの載荷-除荷試験(圧縮荷重)を行い、f に対しては、引張り荷重の載荷-除荷試験を行った。以下にそれぞれの実験方法について記す。

11-3-2-1 感圧導電ゴムの載荷-除荷試験(圧縮荷重)

圧縮荷重に対する感圧導電ゴムの荷重～電気抵抗変化特性を明らかにするため、ここでは圧密試験機を用いて載荷-除荷試験(項目c)を行った。(写真-11.3.1)

実験のケース数は寸法効果の影響を調べる(項目a)ために感圧導電ゴムの大きさを変えて4ケース($\phi 45\text{mm}$ 、 $\phi 35\text{mm}$ 、 $\phi 25\text{mm}$ 、 $\phi 15\text{mm}$)について行った。これは感圧導電ゴムの電気抵抗特性が通常よく知られている法則「電気抵抗は抵抗体の断面積に逆比例する」に従うかどうかを調べるために行ったものである。

表-11.3.1 は、実験の諸条件を示したもので、荷重は $0\sim 3.5\text{ kgf/cm}^2$ の間で往復させ、各荷重段階における放置時間は24時間とした。これにより項目bのクリープ特性が調べられる。電極は黄銅を用いゴムとの接触面端部の応力集中を避けるためゴムよりも少し大きめの寸法にしている。

実験のシステム概要は、図-11.3.1 に示す通りで、圧密試験器上に載せた上下電極と感圧導電ゴム、5チャンネル分の定電流回路と逆対数回路を組み込んだオペレーションアンプ(オペアンプ)、A/D変換器、PC-9801VFを使用した。

本実験では、感圧導電ゴム中での発熱によるゴムの特性変化を防ぐために、定電流回路を使用した。使用した定電流回路は $15\text{k}\Omega$ 以下の抵抗値に対して、 1mA の一定電流量を保つことが可能であり、 $0\sim 15\text{V}$ の出力電圧が取り出せる仕様とした。

感圧導電ゴムの特徴として高圧力域で圧力変化に対する抵抗値の変化が小さくなるため、高圧力域での分解能が低圧力域に比べて悪くなる。全圧力域での分解能をほぼ平均化するために逆対数回路を使用した。使用した逆対数回路は、 $0\sim 2\text{V}$ の入力電圧を $0\sim 10\text{V}$ の逆対数変換した電圧として出力する仕様とした。定電流回路の出力は逆対数回路の入力域に合うように、さらに逆対数回路の出力はA/D変換器の入力域に合うように圧縮した。定電流回路、逆対数回路の回路図を図-11.3.2に示す。

本実験では、PC-9801VF内のタイマーを利用して自動計測を行っている。表-11.3.1 中の所定の計測時間に自動的に計測が始まり、12ビットのA/D変換器により15秒間連続して各チャンネル当たり100個のデータを取り込み平均値を計算し5インチフロッピーディスクに記録することとした。アンプのキャリブレーション

ションは、上下電極間の感圧導電ゴムを取り除いてショートさせた状態で、出力電圧が2.00V(±0.01V)になる様に調整した。アンプのキャリブレーションカーブ(特性曲線)の例を図-11.3.3に示す。

データは荷重載荷後24時間連続して自動的にPC9801-VFによって取り込んだ。データの取り込みは表-11.3.1に示した時間とした。

実験室温の変化によるアンプの出力電圧のドリフトと感圧導電ゴムの電気抵抗値の変化による出力電圧の変動を補正するために、次の2項目についても同時に測定を行った。

(1) 抵抗値0Ωに対する出力電圧の変化

(2) 実験室内の温度

(1)は、アンプの5チャンネルの内の1チャンネルをキャリブレーションした状態のまま放置し、室温変化による出力の変化の様子を測定した。初期出力2000mVに対する変化量を計算し、測定結果を出力する際に補正を行った。

(2)は温度ゲージ、ブリッジボックス、定電圧電源、50倍アンプを図-11.3.1のように配し、測定を行った。定電圧電源によるブリッジ印加電圧は1.00Vとした。温度ゲージの特性及び温度と出力の関係を図-11.3.4、図-11.3.5に示す。測定した温度と技術資料[横浜ゴム(株)(1980)]を用いて、測定結果の温度補正を行った。

11-3-2-2 感圧導電ゴムの載荷-除荷試験(引張荷重)

本実験は、引張形式で用いた感圧導電ゴムの地表面水平変位計への適用可能性を探る目的で行われたものである。引張載荷時の荷重~抵抗特性を調べるため、ここでは写真-11.3.2及び図-11.3.6に示すアクリル版製の引張載荷装置を製作し、これを用いて載荷-除荷試験を行った。

図-11.3.7に実験のシステム概要図を示す。アクリル版製の装置を一面せん断試験機に設置し、ダイヤルゲージを用いてゴムのひずみ量の制御を行いながら実施した。

実験は1ケースのみ行っており、実験条件は表-11.3.2に示す通りである。

表-11.3.1 実験条件(感圧導電ゴムの載荷-除荷試験(圧縮荷重))

		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
ゴムの大きさ (mm)		φ 45	φ 35	φ 25	φ 15
電極(黄銅製)の大きさ (mm)		φ 50	φ 40	φ 30	φ 20
荷重段階 (kgf/cm ²)	載荷時	0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 2.5, 3.5			
	除荷時	3.5, 2.5, 1.6, 0.8, 0.4, 0.2, 0.1, 0.08, 0.06, 0.04			
各荷重段階における放置時間		24時間			
計測時間間隔		荷重変更後 0分～10分 : 1分間隔 10分～40分 : 5分間隔 40分～1時間 : 20分間隔 1時間～2時間 : 30分間隔 2時間～24時間 : 1時間間隔			

表-11.3.2 実験条件(感圧導電ゴムの載荷-除荷試験(引張荷重))

		実験条件
ゴムの大きさ (mm)		70 mm × 80.6 mmの長方形(自然状態)
電極(黄銅製)の大きさ (mm)		上側電極 : φ 50mm、高さ 20mm の円柱 下側電極 : 55mm × 55mm × 10mm の直方体
荷重段階 (引張ひずみ (%)の段階)	載荷時	0, 1, 2, 3, 4, 5
	除荷時	5, 4, 3, 2, 1, 0
各荷重段階における放置時間		5時間
計測時間間隔		荷重変更後 0分～10分 : 1分間隔 10分～40分 : 5分間隔 40分～1時間 : 20分間隔 1時間～3時間 : 30分間隔 3時間～5時間 : 1時間間隔

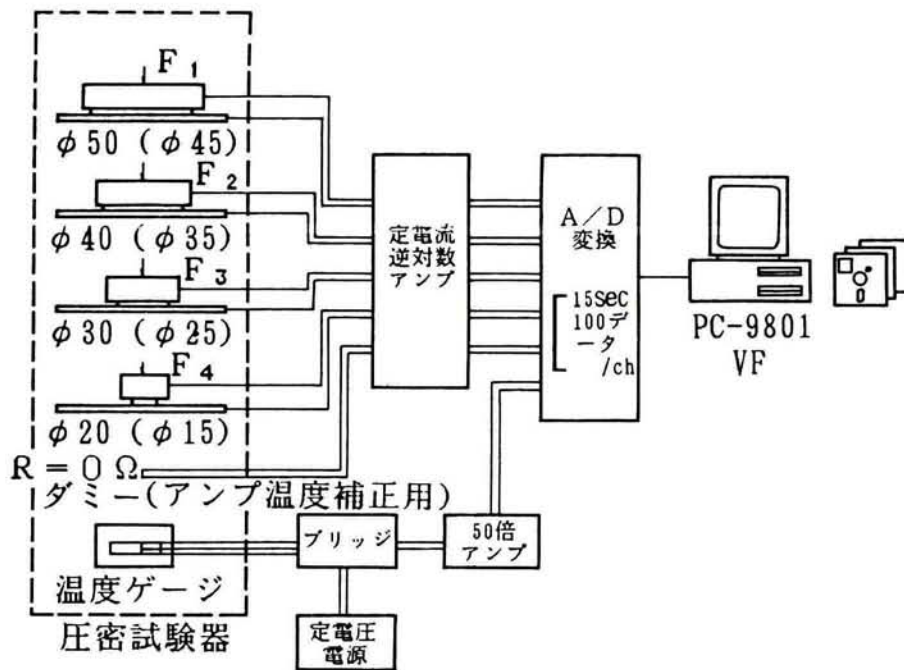


図-11.3.1 実験のシステム概要

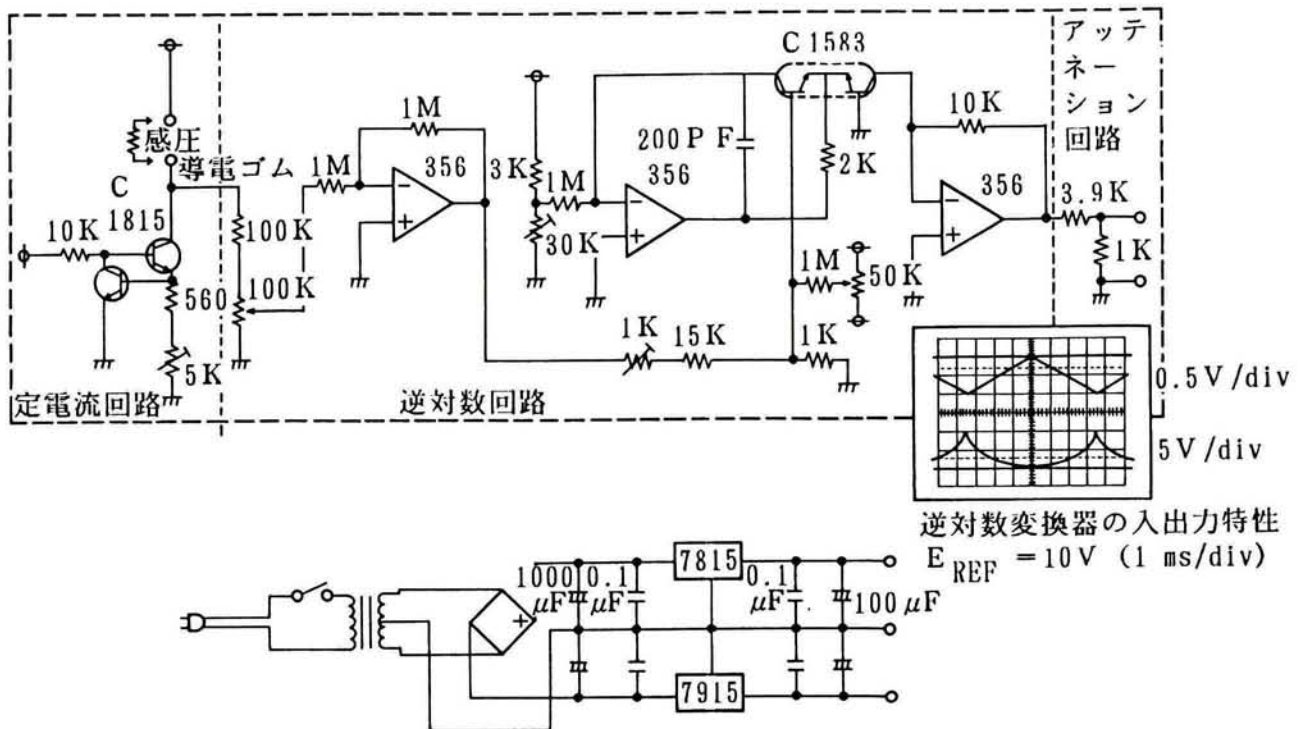


図-11.3.2 アンプの回路図

Channel. 1

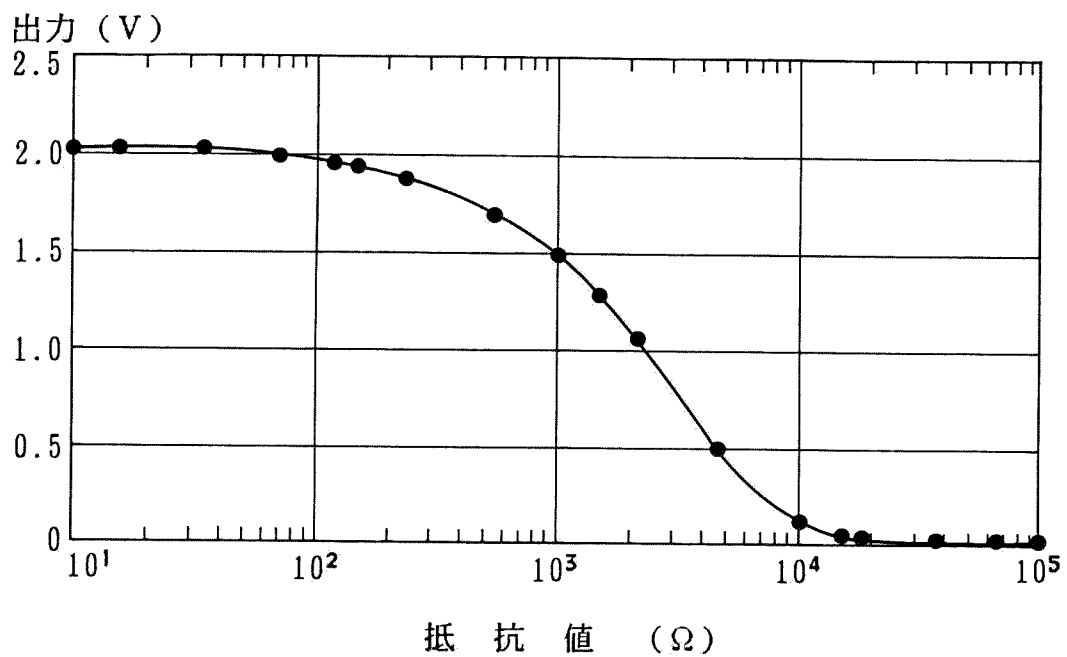


図-11.3.3 アンプのキャリブレーションカーブ

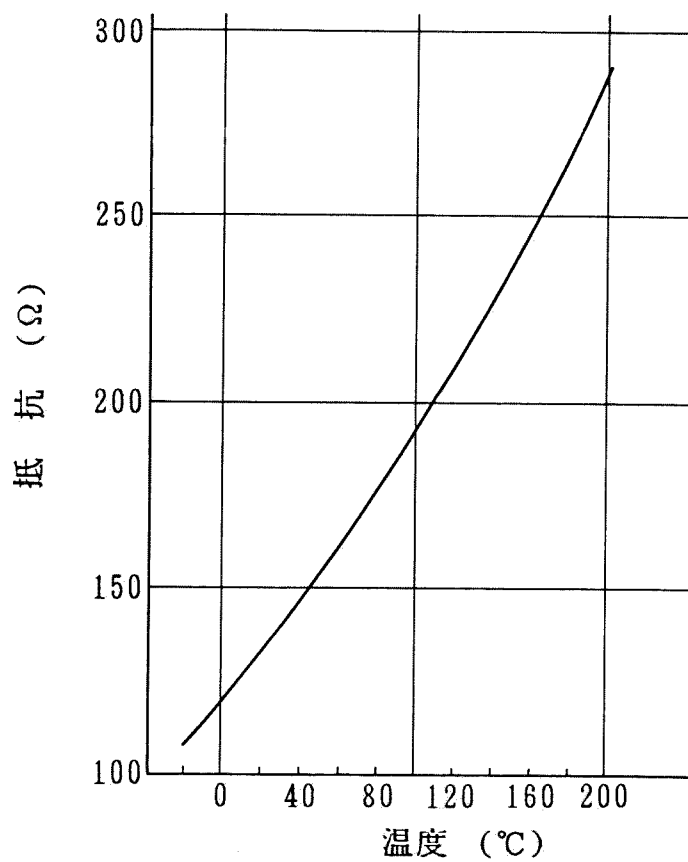


図-11.3.4 温度ゲージの温度～抵抗値の関係

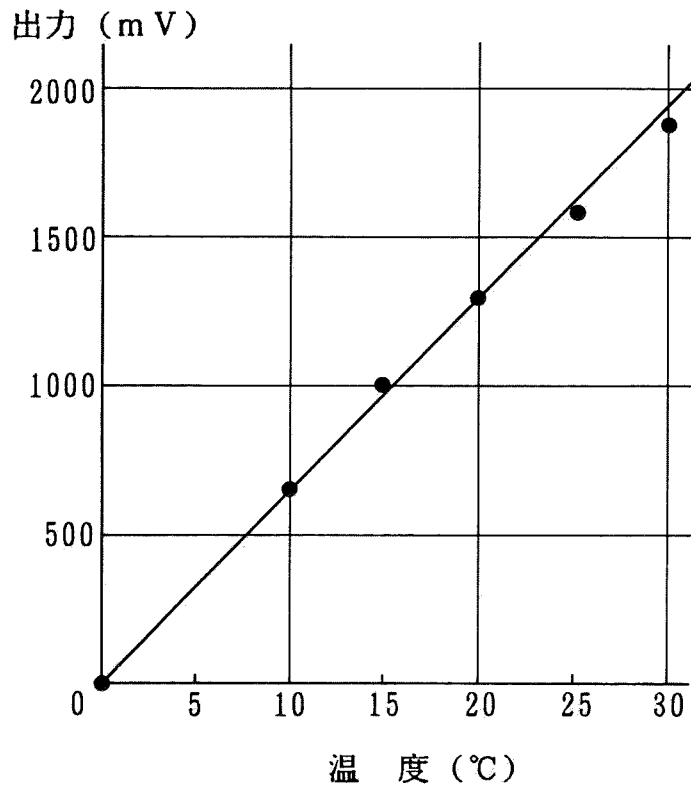


図-11.3.5 温度と出力の関係

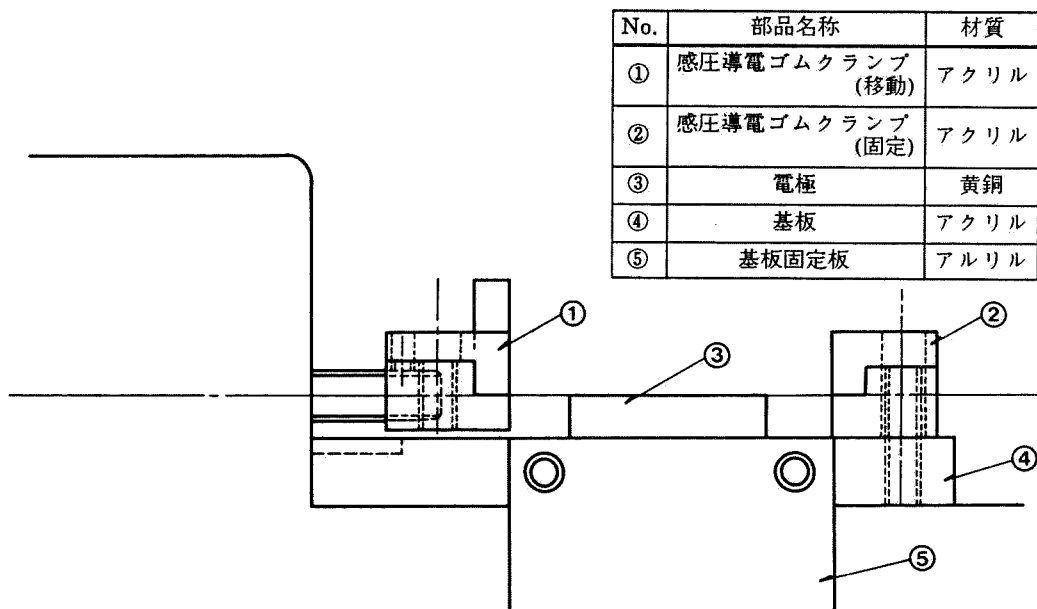


図-11.3.6 引張り実験器 (組立て図)

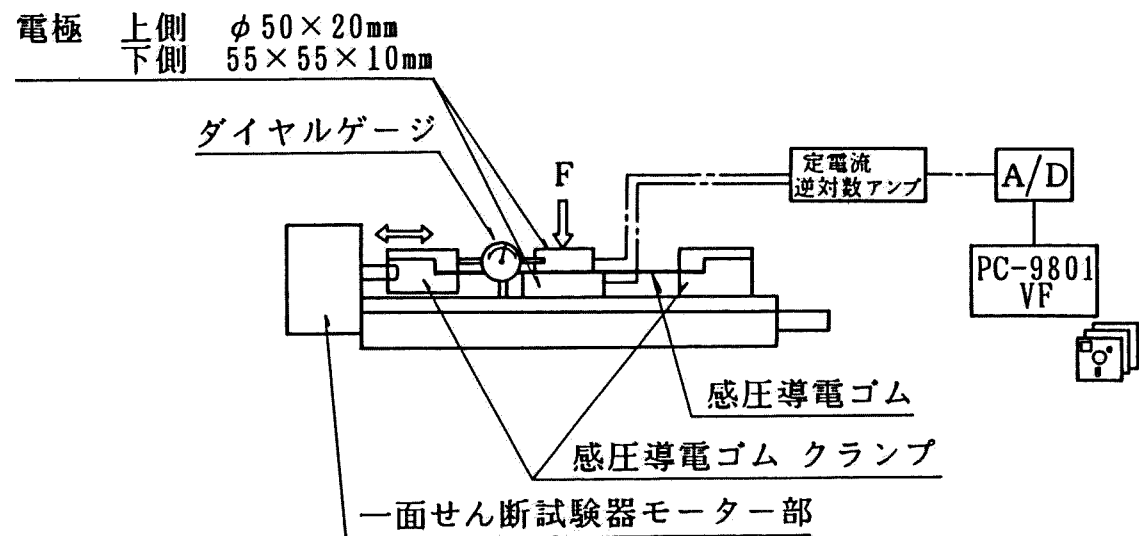


図-11.3.7 感圧導電ゴムの載荷-除荷試験(引張荷重) システム概要図



写真-11.3.1 感圧導電ゴムの載荷-除荷試験

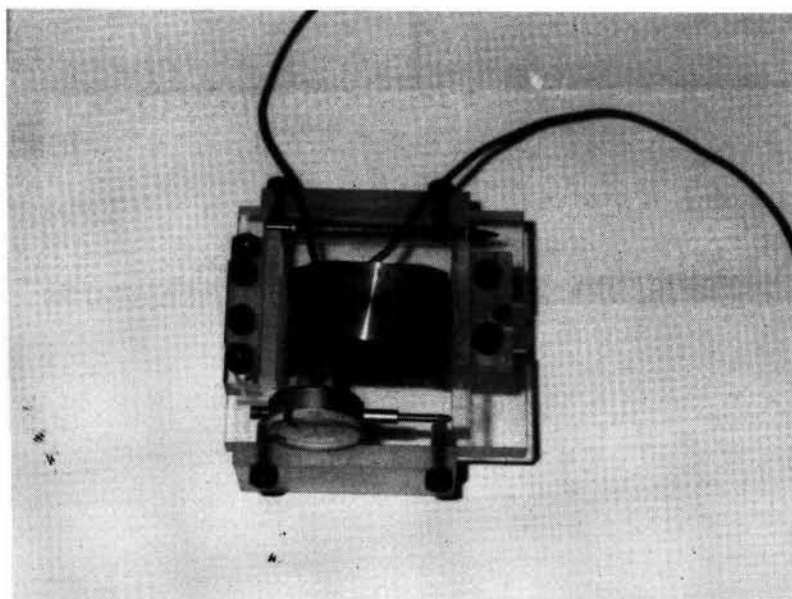


写真-11.3.2 感圧導電ゴム引張載荷装置

11-3-3 実験結果及び考察

11-3-3-1 載荷-除荷試験結果及び考察(圧縮荷重)

図-11.3.8 は荷重 = 1.6 kgf/cm^2 (載荷過程) における放置時間～出力電圧の関係をケース1～ケース4 について示したものである。荷重を変化させた後、2～3 時間は出力電圧も急速に上昇するが、その後はほぼ一定の出力電圧を示す。

図-11.3.9 (a) は圧力の変化に伴う出力電圧変化の関係を載荷過程及び除荷過程について示したもので、荷重放置時間 3 時間における関係をプロットしている。図-11.3.9 (b) は図-11.3.9 (a) の圧力～出力電圧関係(載荷時)を $\phi 15\text{mm}$ 及び $\phi 45\text{mm}$ のケースについて圧力～電気抵抗関係に描かれたものであり、低い圧力域では寸法の大きい感圧導電ゴムの方がよく反応し、高い圧力域では寸法の小さい感圧導電ゴムの方がよく反応することがわかる。図中の点線は感圧導電ゴムの電気抵抗がゴム面積に逆比例するという仮定のもとに $\phi 45\text{mm}$ の圧力～電気抵抗関係から $\phi 15\text{mm}$ の圧力～電気抵抗関係を求めたもので、実線で示した $\phi 15\text{mm}$ の曲線(実測値)とずれを生じることがわかる。

図-11.3.10 (a)～(d) は、圧力～出力電圧の関係を載荷時のみについて示したもので、荷重放置時間 1 時間、3 時間、12 時間、及び 24 時間における関係を同時にプロットしている。

これらの図から得られる知見をまとめると以下の通りである。

- (a) 感圧導電ゴムの電気抵抗特性は、通常の電気抵抗法則「抵抗 \propto 1/断面積」に従わない。すなわち感圧導電ゴムの単位面積当たりの電気抵抗は圧力が同一でもゴムの寸法によって異なるため、各寸法のゴムに対して圧力～電気抵抗関係を調べる必要がある。
- (b) 感圧導電ゴムの寸法によって反応する圧力域が異なり寸法の大きなゴムほど低圧力域で反応し、高圧力域は小さな寸法のゴムの方がよく反応する傾向がある(寸法効果)。
- (c) 荷重放置時間として 3 時間をとればほぼゴムの圧力～出力電圧関係は安定する(クリープは終了する)。

(d) 載荷時と除荷時では異なる曲線となり、圧力～出力電圧関係はヒステリシスループを描く(ヒステリシス特性)。

以上の議論は、感圧導電ゴムが温度変化によって生じる出力電圧の変化の影響を含んだものになっているため、以下に示す方法で補正をさらに試みた。

図-11.3.11 は技術資料[横浜ゴム(株)(1980)]による感圧導電ゴムの荷重～温度関係である。各々の曲線を 0°C 以上では直線と仮定して図-11.3.12に示すような電気抵抗～温度関係図に描きかえ、さらに図-11.3.3に示す電気抵抗～出力電圧関係を用いて抵抗を出力電圧に読み替えることにより、図-11.3.13の直線が得られる。図-11.3.13中には、今回の実験で得られた出力電圧～温度の関係も同時にプロットしているが、温度が上昇すると抵抗が増大し出力電圧が低下する結果となっている。ただし、今回の実験室における温度は $17^{\circ}\text{C}\sim 21^{\circ}\text{C}$ にあり、高々その差は 4°C であり、この図から今回の実験では温度変化が出力電圧に与える影響はそれほど大きくないことが予想される。

図-11.3.14 は上で述べた温度による影響を補正した結果の一例を示したもので、荷重= 0.2 kgf/cm^2 (除荷過程)におけるものである。この荷重段階における結果を示したのは温度計測をこの段階から開始したためである。荷重を変化させたことによる出力電圧の急激な変動がほぼ安定する3時間後以降の出力電圧上昇量を補正前後で比較すると補正前が3.5% F.S.(フルスケール 2000mV に対する比率)であるのに対し、補正後が1.4% F.S.になっている。補正後も1.4% F.S.の電圧上昇が生じているが、これが温度による影響を補正しきれていないためか、あるいは他の原因によるのかは今回の検討では明らかにし得なかった。

図-11.3.15 は圧力～出力電圧の関係を補正前後で比較したものの1例であるが、補正の有無で著しい相違はみられず、 4°C 程度の温度変化の場合は温度変化がゴムの感圧特性の支配的な要因になるということはないようである。

以上の基本実験結果から、盛土や掘削工事のように比較的ゆっくりした荷重変動によって生じる土圧や間隙水圧を測定するのには、ゴムのクリープ特性も大きな影響を与える懸念はなく、想定荷重に応じた寸法の感圧導電ゴムを用いれば、充分土圧計や間隙水圧計に応用できることがわかった。

11-3-3-2 載荷-除荷試験結果及び考察(引張荷重)

図-11.3.16 は、引張ひずみが3%の場合の放置時間~出力電圧の関係を示したもので、2~3時間の放置によりほぼ安定した出力が得られることがわかる。

図-11.3.17 は、引張ひずみ~出力電圧の関係を載荷過程及び除荷過程について示したもので放置時間4時間における関係をプロットしている。

なお、ゴムの温度変化に対する補正は、11-3-3-1で述べた通りあまり大きな要因でないと考えるため省略した。

引張試験によって得られる知見をとりまとめると以下の通りである。

- (a) 引張荷重によっても感圧導電ゴムの電氣的抵抗は変化する。引張ひずみが増大すると抵抗が増大し、引張ひずみが減少すると抵抗も低下する特性を持っている。これは、引っ張ることによってゴムの中に含まれるカーボン粒子の密度が低下し、電気抵抗が増大するためであると考えられる。
- (b) 荷重~出力電圧関係は圧縮試験と同様にヒステリシスループを描く。
- (c) 除荷過程において、ゴムの引張ひずみを低下させようとして伸びをゆるめても、一様に縮まらずしわが生じてしまう。その結果、図-11.3.17にみられるようにひずみを低下させても出力電圧が低下したり変化しないことが起き、安定性にかける。

以上の考察から引張形式でゴムを用いることは適切ではないことがわかる。

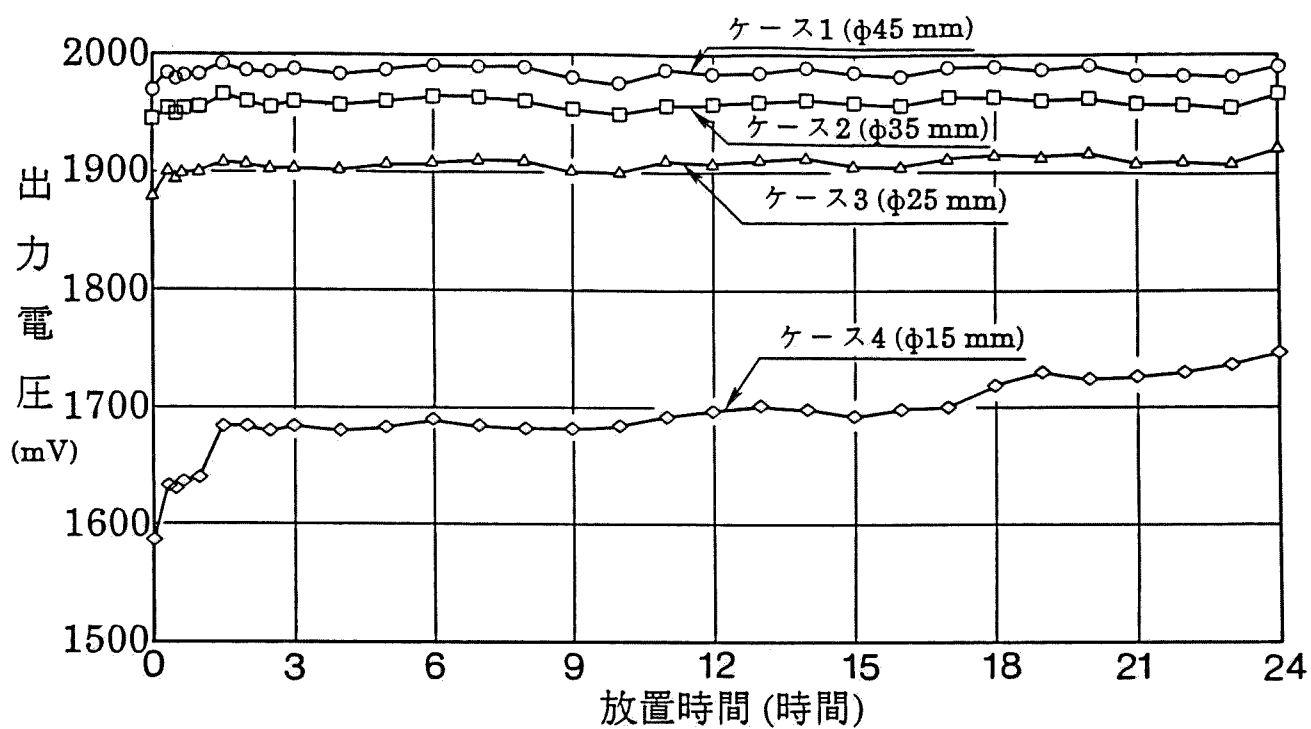


図-11.3.8 出力電圧～放置時間の関係

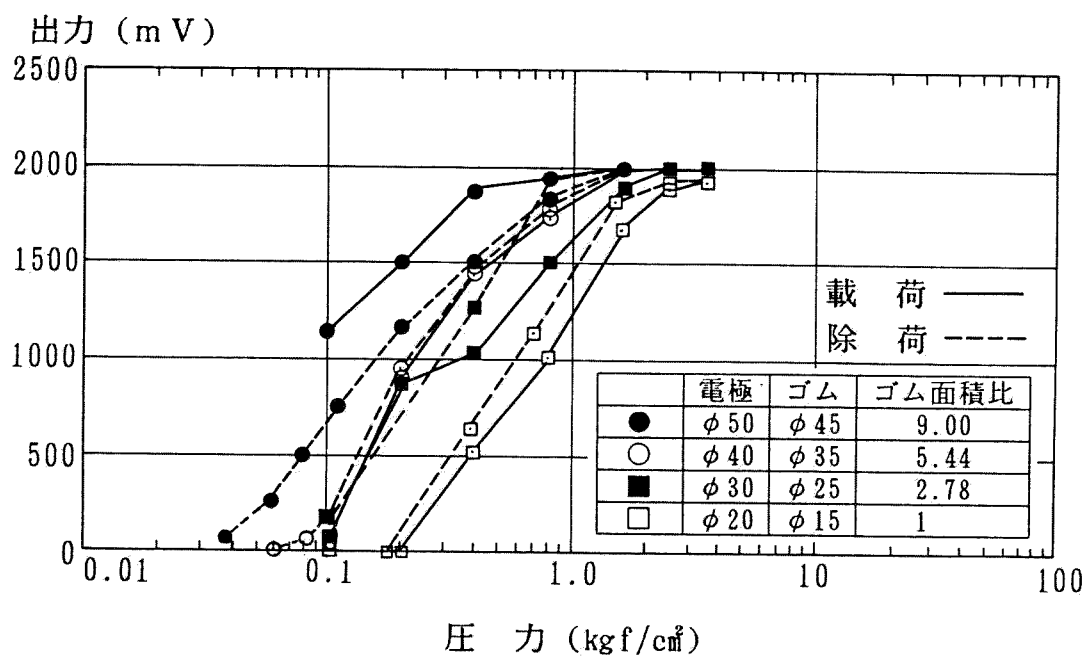


図-11.3.9(a) 圧力～出力電圧の関係

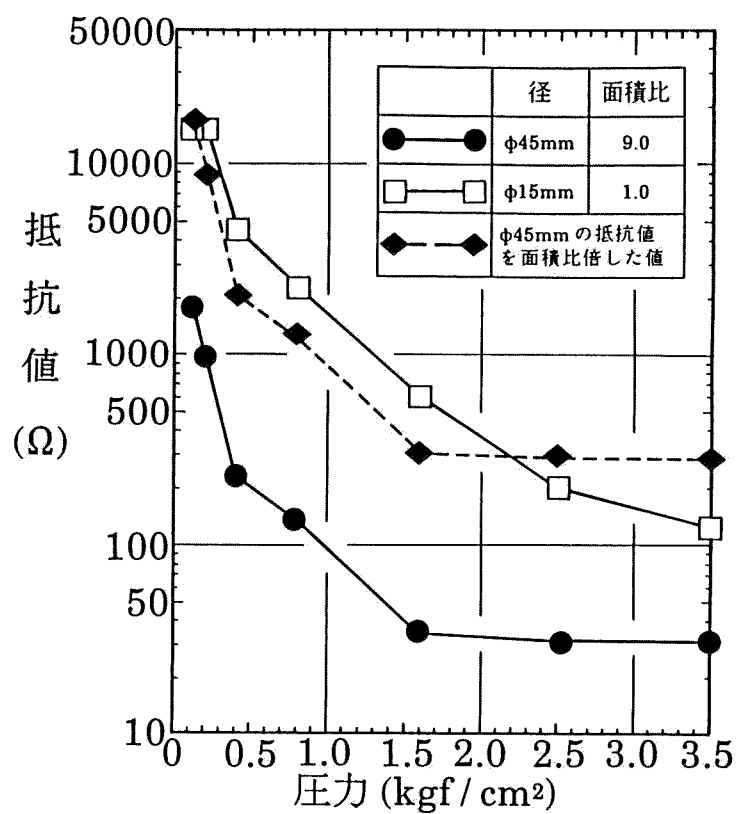


図-11.3.9(b) 圧力～抵抗値の関係

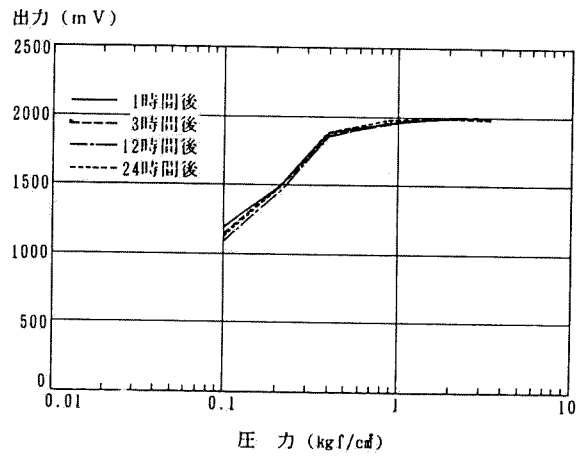


図-11.3.10(a) 圧力～出力電圧の関係 ($\phi 45\text{mm}$)

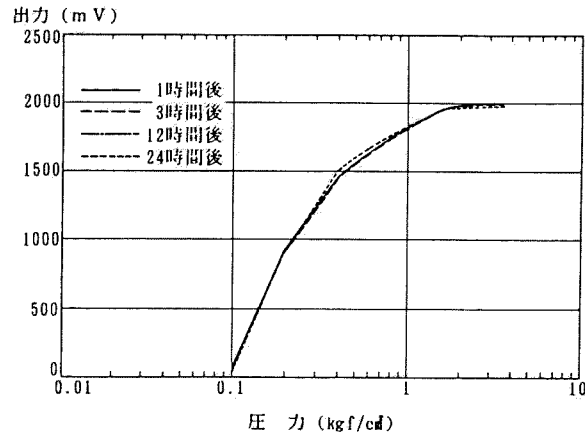


図-11.3.10(b) 圧力～出力電圧の関係 ($\phi 35\text{mm}$)

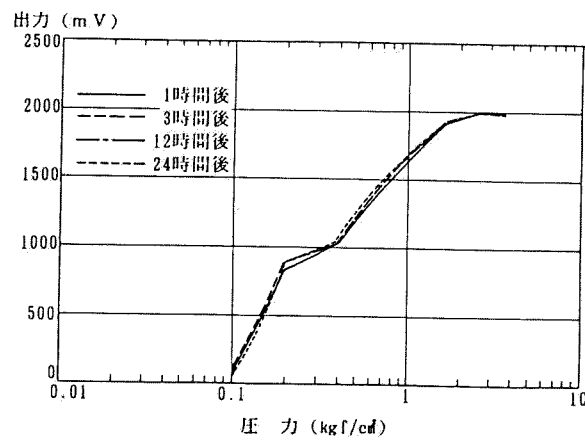


図-11.3.10(c) 圧力～出力電圧の関係 ($\phi 25\text{mm}$)

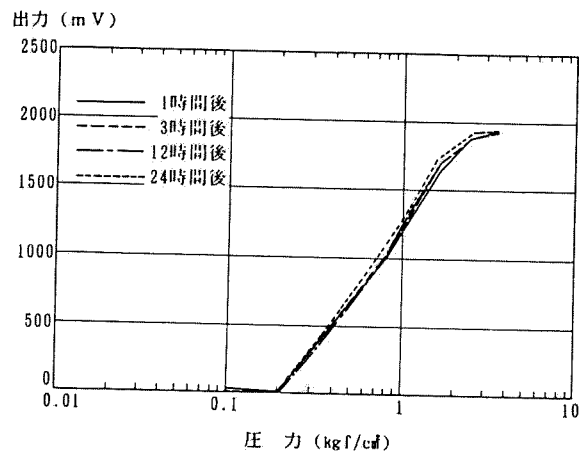


図-11.3.10(d) 圧力～出力電圧の関係 ($\phi 15\text{mm}$)

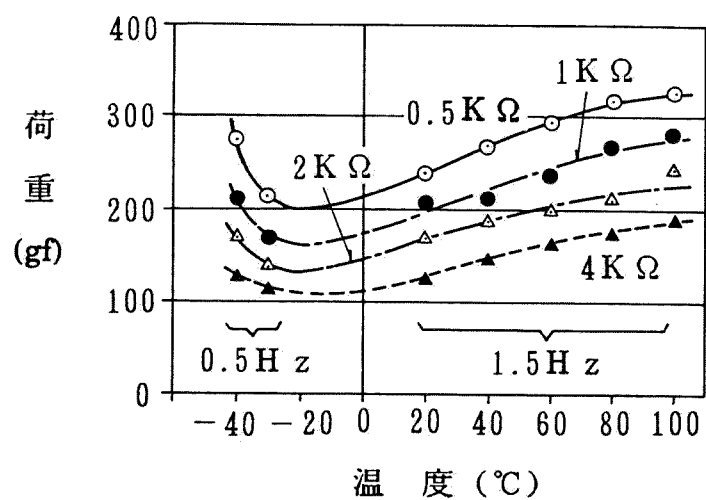


図-11.3.11 温度による特性変化
[横浜ゴム(株)(1980)より引用]

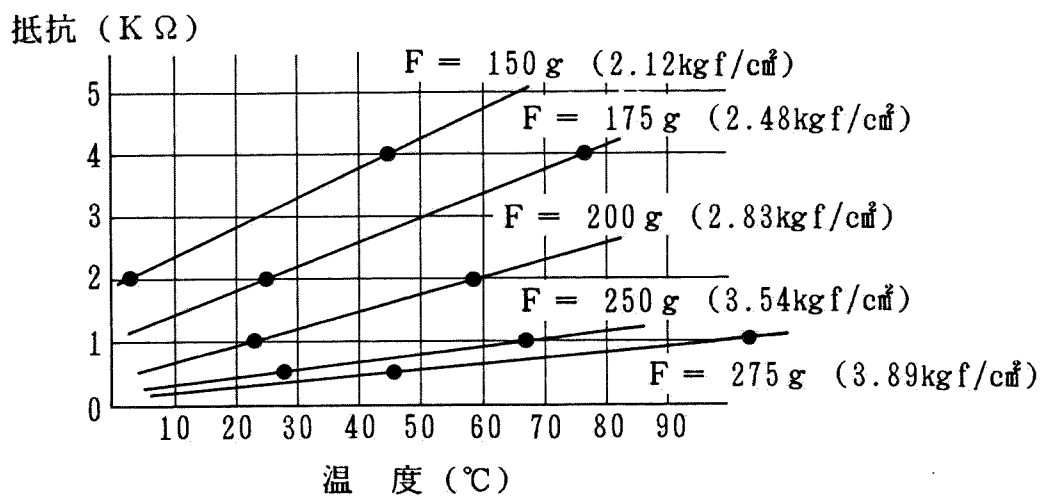


図-11.3.12 温度～抵抗関係
[横浜ゴム(株)(1980)をもとに作図]

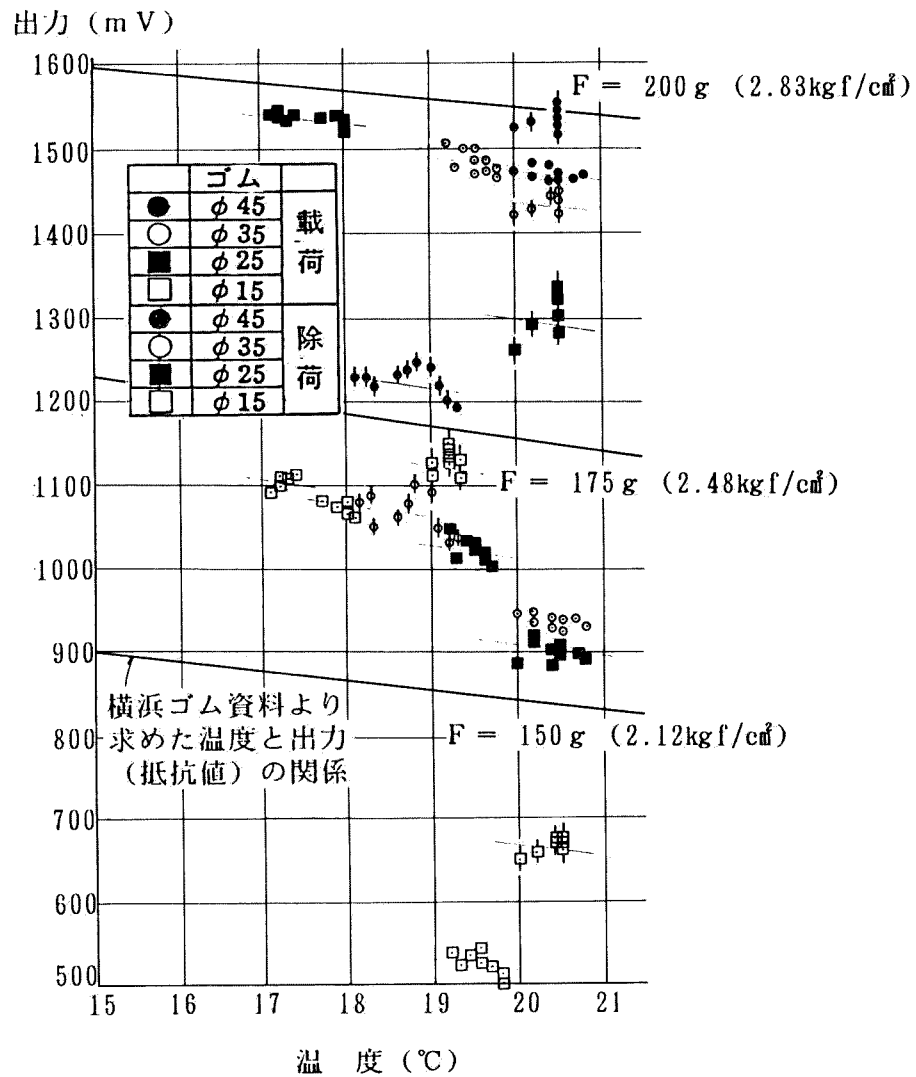


図-11.3.13 測定出力 500~1500mV の出力と温度の関係
15h 以後のデータについて

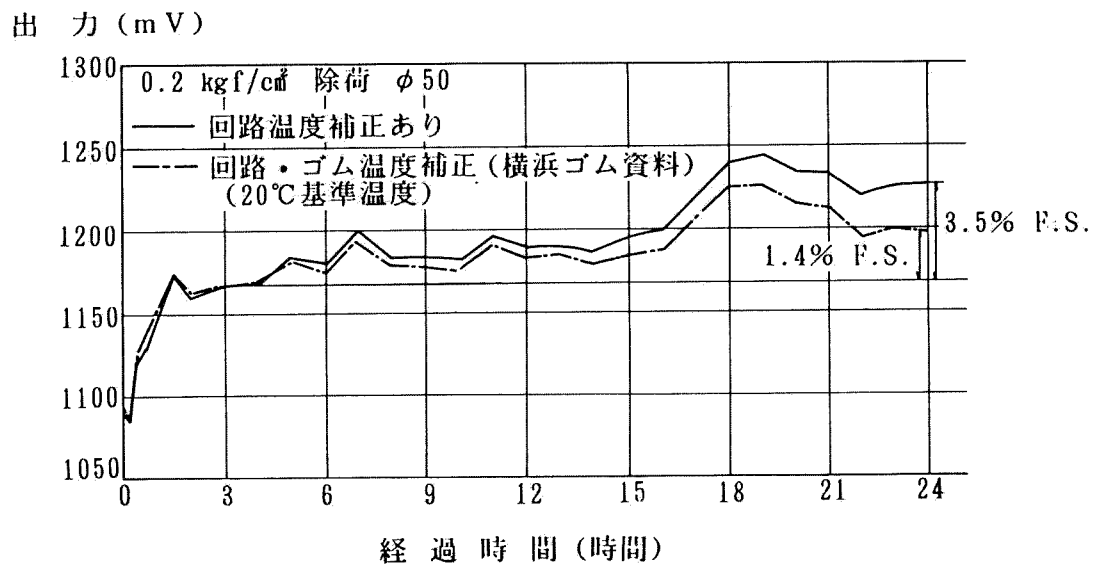


図-11.3.14 経過時間~出力電圧の関係 (φ45mm)

出力 (mV)

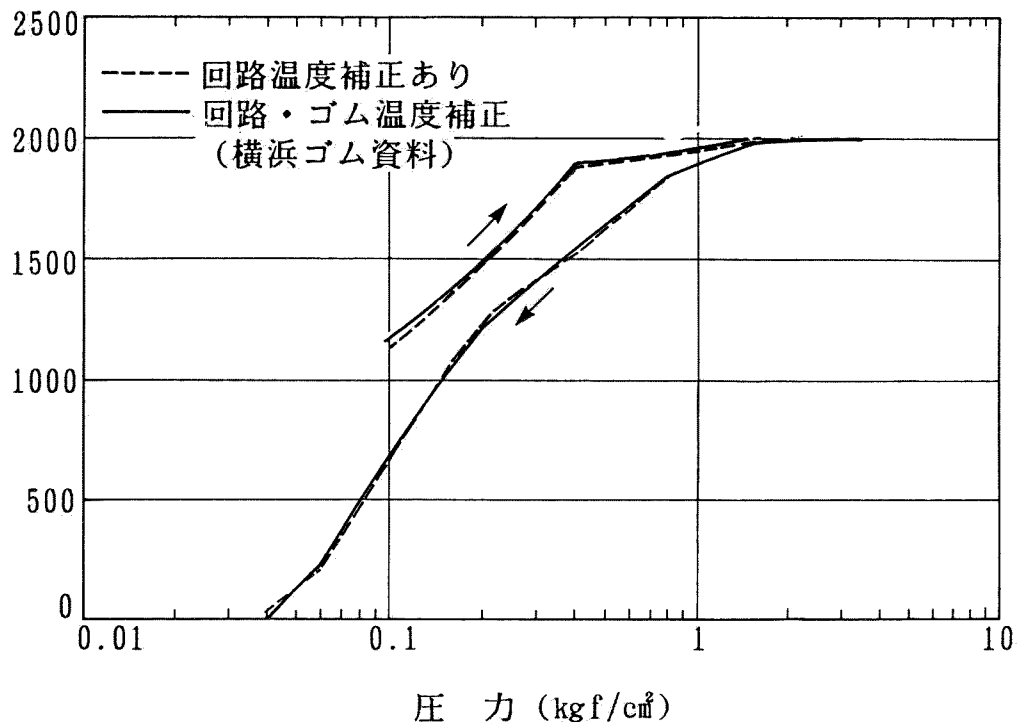


図-11.3.15 経過時間～出力電圧関係

出力 (mV)

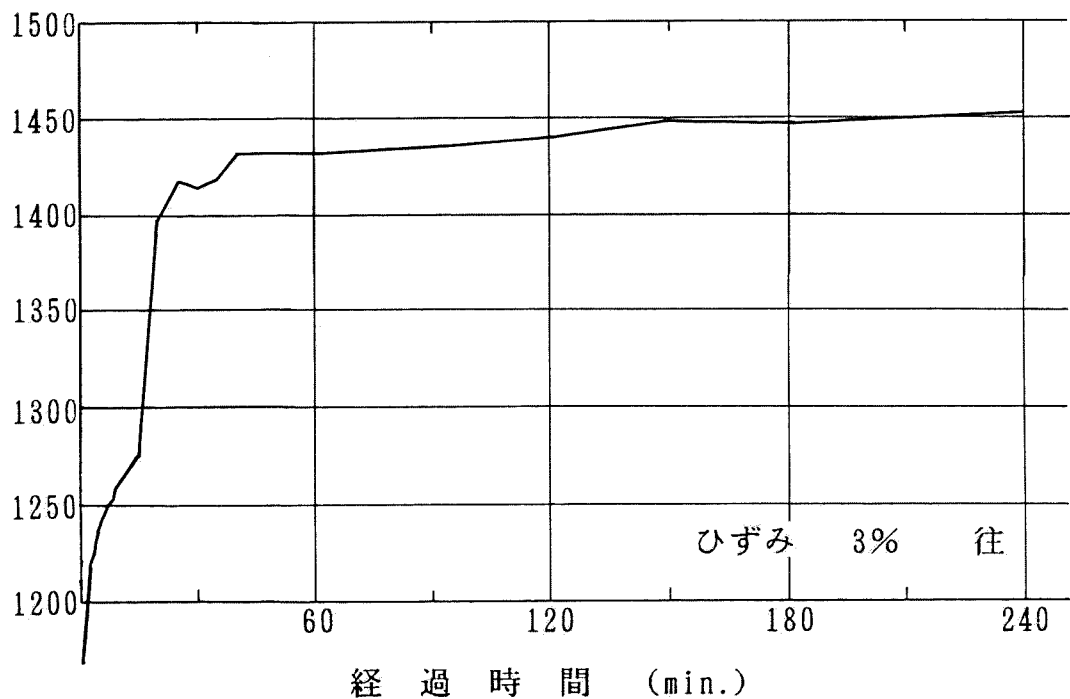


図-11.3.16 経過時間～出力電圧の関係(引張実験)

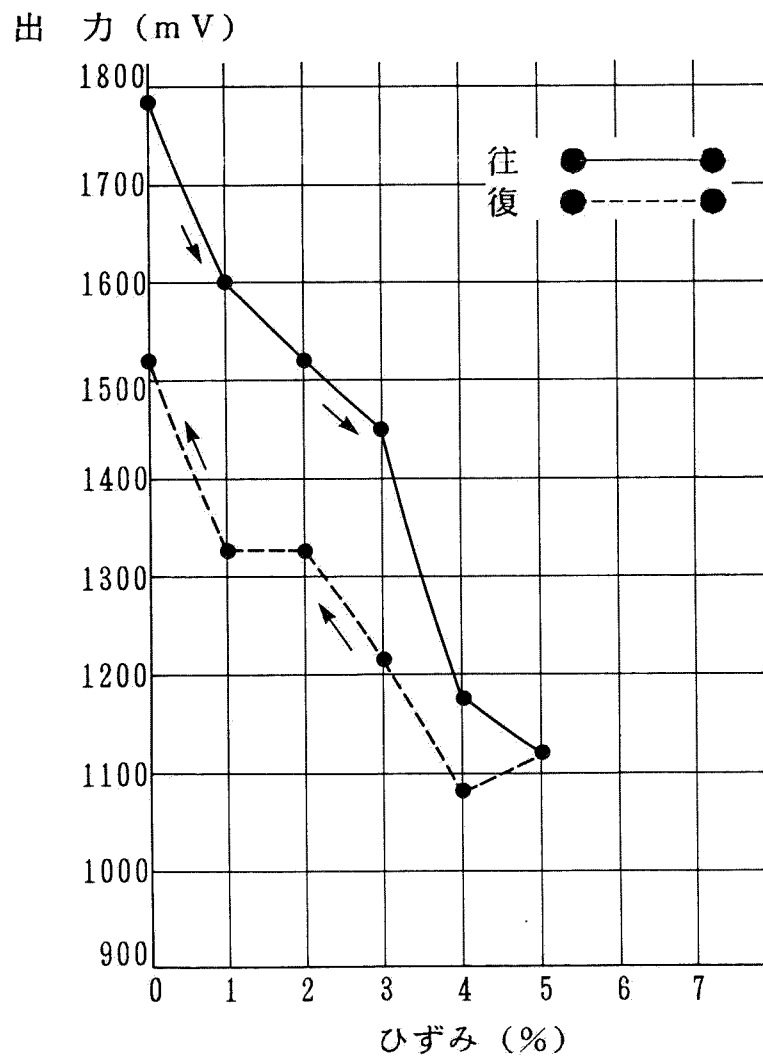


図-11.3.17 引張りひずみと出力の関係(4時間後)

11-4感圧導電ゴムを用いた土圧計及び間隙水圧計の開発

11-3で示した実験結果によって感圧導電ゴムが土木計測用の土圧計及び間隙水圧計に利用できることがわかった。ここでは、感圧導電ゴムを用いてこれらの計測器を実際に製作してみた。以下でその製作法、構造及び製作費用について述べる。

11-4-1 土圧計及び間隙水圧計の構造

土木計測用の土圧計及び間隙水圧計として感圧導電ゴムを用いるためには、感圧導電ゴム及び電極の防水を考慮する必要がある。そこで、写真-11.4.1に示すポリプロピレンフィルムを用いて防水被覆加工を行った。このフィルムは通常、定期券や診察券等のビニールカバー用として用いられているものである。製作した土圧計を写真-11.4.2に示す。図-11.4.1は土圧計の概略図を示している。電極は厚さ0.08mmの黄銅箔を用いており、外部に出した電極にリード線をはんだ付けし同様に防水加工を施している。電極を外部に出す部分は接着剤によって防水加工を行っている。

間隙水圧計は土圧計を有孔覆いの中に設置し、センサ周辺の土圧が直接作用しないような構造が考えられる。なお、水中にて使用する場合(例えば水柱の高さを測るなど)は、図-11.4.1の土圧計をそのまま水中に沈めるだけでよい。

11-4-2 土圧計及び間隙水圧計の製作費用

ここで開発した土圧計及び間隙水圧計はその製作費用が安価であることが大きな特徴であり、大規模(多チャンネル)の計測が可能となる。そこで、土圧計を例にとって製作費用の概算を示したのが表-11.4.1である。(間隙水圧計は土圧計を缶に設置しただけのものなので、ほぼ同様と考えて差し支えない)。

このように製作人件費を除けば160円と目標とする5000円~6000円をはるかに下回る土圧計が開発できた。製作に要する時間も1個当たり10分程度で手作りとしても人件費が1個100円程度であり、機械化による大量生産を行えば、もっと安価になることが予想される。

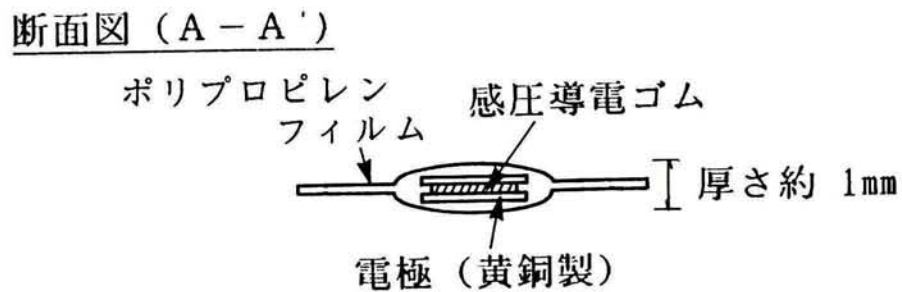
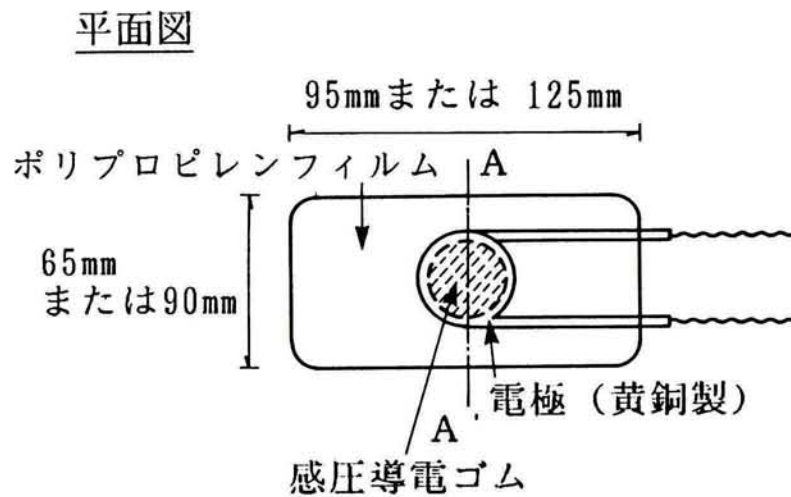


図-11.4.1 土圧計の概略図

表-11.4.1 土圧計製作費用概算

項 目	単 価	備 考
感圧導電ゴム	100円/1枚	2500円/A4大 (A4大で25個作成 可能(φ50mm))
ポリプロピレン フィルム	20円/1組	95mm×65mm または 125mm×90mm
黄銅箔電極	34円/2枚	170円 (200mm×100mm ×0.08mm)
接着剤	6円/1枚	450円/30cc
合 計	160円/1個	

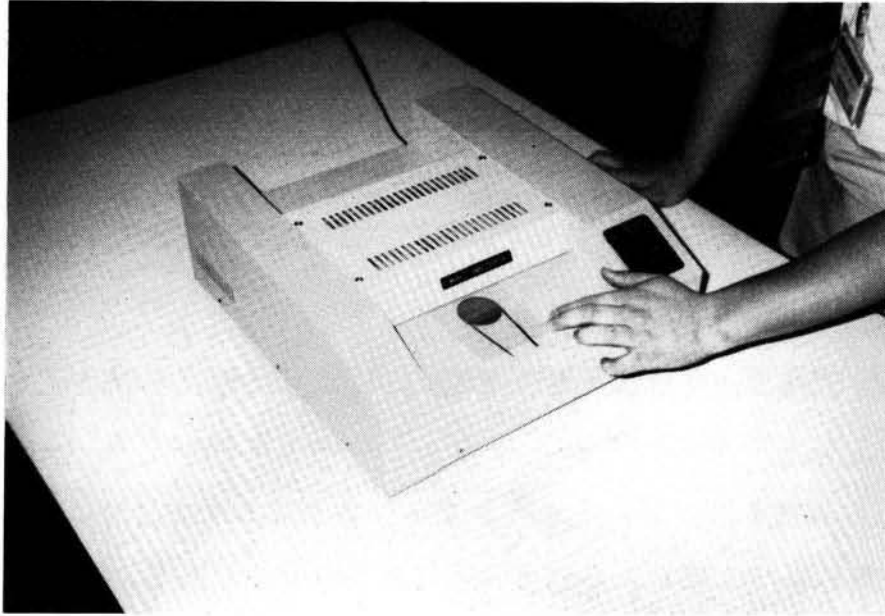


写真-11.4.1 感圧導電ゴムを利用した土圧計の製作風景

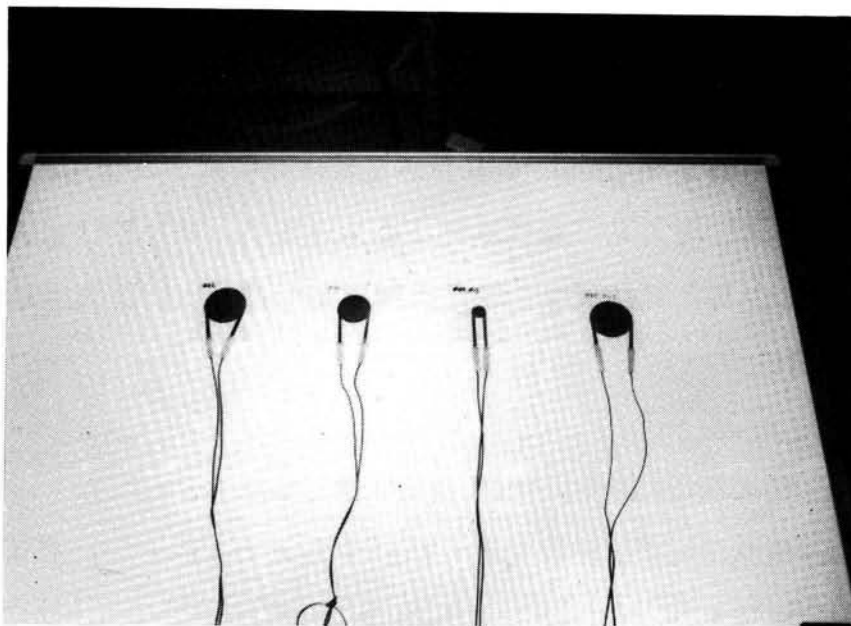


写真-11.4.2 感圧導電ゴムを利用した土圧計

11-5 感圧導電ゴムを用いた土圧計及び間隙水圧計の室内実験

11-4で製作した土圧計及び間隙水圧計を用いて室内実験を行った。11-4-1で述べた通り間隙水圧計は、土圧計を缶の中に設置したものであるのでここでは土圧計を用いて実験を行っている。

11-5-1 実験の目的及び実験項目

11-4-1で述べた土圧計は、感圧導電ゴムにポリプロピレンフィルムを用いて防水被覆加工をしたものである。このような加工を行っても11-3で明らかになったゴムの特性を持っているか否かを確かめることを主目的にして室内実験を行った。実験によって確かめるべき項目は以下の通りである。

- (a) 感圧導電ゴムの大きさによる影響
- (b) 荷重載荷後の放置時間と電気抵抗変化の関係
- (c) 載荷時と除荷時の荷重～電気抵抗関係の違い
- (d) 測定可能な圧力範囲
- (e) ポリプロピレンフィルムによる被覆加工の防水性の確認
- (f) 繰り返し載荷時の荷重～電気抵抗関係

11-5-2 実験方法

前項で述べた(a)～(d)を明らかにするため圧密試験機による土圧計の載荷－除荷試験、(e)を明らかにするため三軸試験機による土圧計の防水性確認試験、さらに(f)を明らかにするため三軸試験機を用いた繰り返し載荷試験を実施した。以下それぞれの実験方法について述べる。

11-5-2-1 土圧計の載荷－除荷試験(圧密試験機による)

土圧計の荷重～電気抵抗変化特性を明らかにするため11-2と同じ圧密試験機を用いて載荷－除荷試験を行った(写真-11.5.1)。

実験は、感圧導電ゴムの寸法を $\phi 45\text{mm}$ 、 $\phi 35\text{mm}$ 、 $\phi 15\text{mm}$ にした3ケース及び、ゴムの寸法は $\phi 45\text{mm}$ でゴムの表面にアルミ粉末を熱蒸着したケースの合計4ケースを実施した。

最後のケース4は導電性のアルミ粉末を直接感圧導電ゴムの両面に熱蒸着して電極の役割をもたせようとしたものである。これは当初引張形式で感圧導電ゴムを用いる際の電極として導入したものであったが、感圧導電ゴムを引張形式に用いることは11-3-3-2で述べた通り適当ではなく、また、ゴム ($70\text{mm} \times 70\text{mm}$) の表面にアルミを熱蒸着加工したもののテストによる任意の二点間の電気抵抗が $80\text{K}\Omega \sim 130\text{K}\Omega$ とかなり高いためアルミ蒸着を行うことはあまり有望ではないがケース4として実験を行った。

表-11.5.1 はケース1～ケース4の実験条件を示したものである。実験装置は11-3-2で述べたものと全く同様のものを用いた。

11-5-2-2 土圧計の防水性確認試験(三軸圧縮試験機による)

本土圧計は11-4で述べた通りポリプロピレンフィルムを用いて防水被覆加工を行っているが、実際に現場に埋設する場合、特に問題となるのは防水性である。これをチェックするために三軸圧縮試験機を用いて土圧計の載荷-除荷試験を行った。図-11.5.1 は実験のシステム概要を示したものである。

実験は感圧導電ゴムの寸法が $\phi 25\text{mm}$ の1ケースで、表-11.5.2 に示す条件の下で水压を作用させた。

11-5-2-3 土圧計の繰り返し載荷試験(三軸圧縮試験機による)

本実験は12-1 金沢大学角間団地基幹整備造成工事現場における予備実験後に行われたものである。後の12-1-3で述べる通り、本土圧計を用いて精度よく計測を行うためには、履歴による圧力～出力電圧曲線の移動がなくなるまであらかじめ実験室で繰り返し載荷を十分作用させ、その後で得られた圧力～出力電圧関係を用いる必要がある。

すなわち11-5-2-1で得られた圧力～出力電圧関係(図-11.5.4)をキャリブレーション曲線として12-1で述べる金沢大学角間団地基幹整備造成工事盛土に適

用したところ、想定した圧力に対して所定の電圧が得られていないことがわかった(12-1-3参照)。これは、実験室で1サイクル目の載荷・除荷を行ったが現場で2サイクル目の荷重がかかった時に、図-11.5.4とは異なる圧力～出力電圧関係となっているためと予想される。感圧導電ゴムはシリコンゴムとカーボン粒子からなる一種の粒状体とみなせる。例えば粒状体の過圧密砂は液状化しない限り繰り返し荷重を受けるとその応力～ひずみ関係が逐次変化し、ある一定のサイクルを過ぎるとその応力～ひずみ関係が変動しなくなる現象[例えば吉見(1980)]を示す。感圧導電ゴムもこれと同様の特性を示すものと予想して、圧力～出力電圧関係が不変になるまで繰り返し載荷試験を行ったものである(写真-11.5.2)。

図-11.5.2は実験システムの概要を示したもので、著者の所属する建設会社がPC-9800シリーズ専用計測器とのインターフェースとして計測器会社と共同で開発したもので、モジュール内に定電流回路とA/D変換器が内蔵されている[林・金井・平松・酒井(1986)]。第12章で行う平川カントリークラブ盛土工事現場へ14個の土圧計を設置してその実用性を検討するのに当システムを利用するためこのシステムを用いた。これまでの実験と異なり逆対数回路が付随していない代わり1モジュール当たり15チャンネルの計測が可能である。

実験は $\phi 15$ 、 $\phi 25$ 、 $\phi 35$ 、 $\phi 45$ の4種類の寸法に対して、表-11.5.3に示す条件の下で水圧を繰り返し40回作用させた。ただし、実験時間の都合上、5回ごとに比較的増分荷重を細かくし(Case-2)、他は粗い荷重ステップ(Case-1)で $0.0\text{kgf/cm}^2 \sim 3.0\text{kgf/cm}^2$ の間を増減させた。

11-5-3 実験結果及び考察

11-5-3-1 土圧計の載荷-除荷試験(圧密試験機による)

図-11.5.3は、荷重 0.1kgf/cm^2 時(載荷過程)の放置時間～出力電圧の関係をケース1～ケース4について示したものである。11-3-3-1で述べた結果と同じく放置時間2、3時間で出力電圧が安定することがわかる。

表-11.5.1 実験条件(土圧計の載荷-除荷試験)

		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	
ゴムの大きさ (mm)		φ 45	φ 35	φ 15	φ 45 (アルミ蒸着)	
電極の大きさ (mm)		φ 45	φ 35	φ 15	φ 45	
荷重段階 (kgf/cm ²)	載荷時	0.100	0.100	0.100	0.100	
		0.199	0.200	0.200	0.199	
		0.400	0.400	0.520	0.400	
		0.802	0.799	0.848	0.601	
		1.203	1.199	1.184	0.800	
	除荷時	1.203	1.199	1.984	0.800	
		0.802	0.799	1.184	0.601	
		0.400	0.400	0.848	0.400	
		0.199	0.200	0.520	0.199	
		0.100	0.100	0.200	0.100	
		0.000	0.000	0.100	0.000	
				0.000		
		各荷重段階における放置時間		5時間		
		計測時間間隔		荷重変更後 0分～10分 : 1分間隔		
10分～40分 : 5分間隔						
40分～1時間 : 20分間隔						
1時間～2時間 : 30分間隔						
2時間～5時間 : 1時間間隔						

表-11.5.2 土圧計の載荷-除荷試験(三軸試験機による)

		ケース5
ゴムの大きさ (mm)		φ 25
電極の大きさ (mm)		φ 25
荷重段階 (kgf/cm ²)	載荷時	0.5 1.0 1.5 2.0 2.5
	除荷時	2.5 2.0 1.5 1.0 0.5
各荷重段階における放置時間		10分

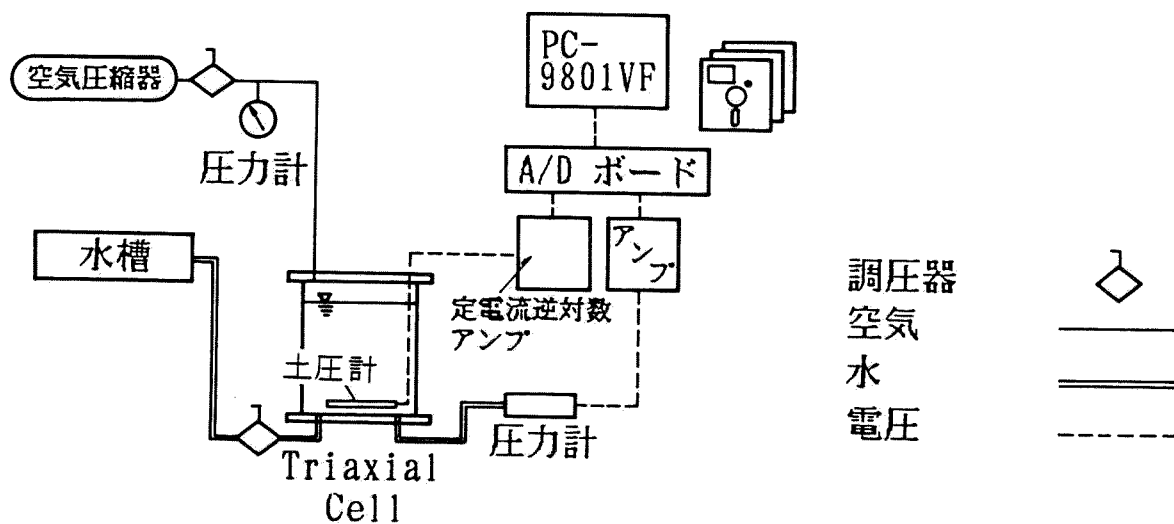


図-11.5.1 土圧計の防水性確認試験システム概要

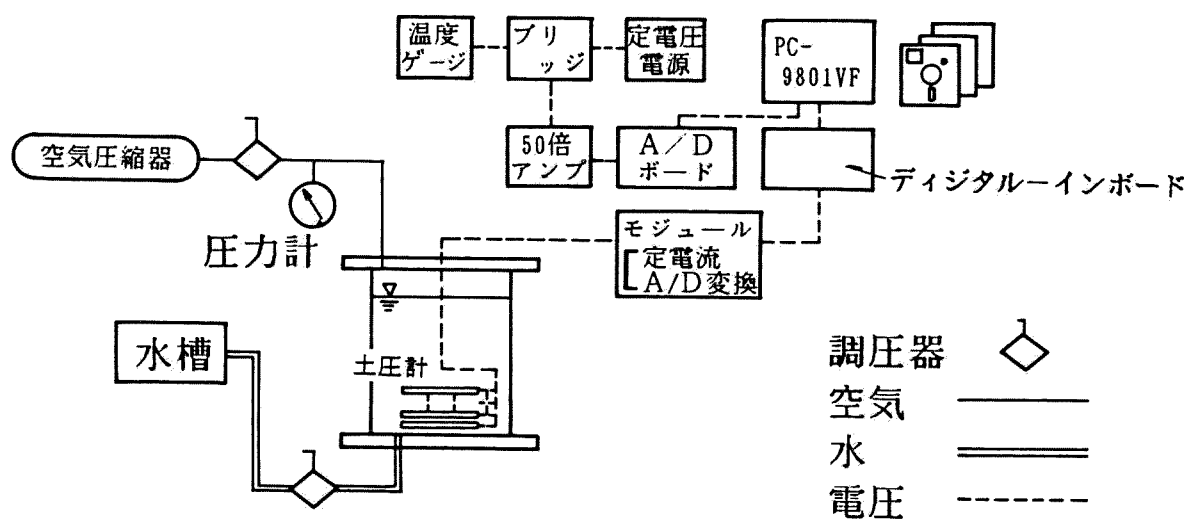


図-11.5.2 実験システム概要

表-11.5.3 土圧計の繰り返し載荷-除荷試験

ゴムの大きさ (mm)		ϕ 15	ϕ 25	ϕ 35	ϕ 45
電極 の大きさ (mm)		ϕ 15	ϕ 25	ϕ 35	ϕ 45
荷重段階 (kgf/cm ²)	載荷時	Case-1 0.0→1.0→3.0			
		Case-2 0.0→0.5→1.0→2.0→3.0			
	除荷時	Case-1 3.0→1.0→0.0			
		Case-2 3.0→2.0→1.0→0.5→0.0			
各荷重段階における放置時間		1時間			

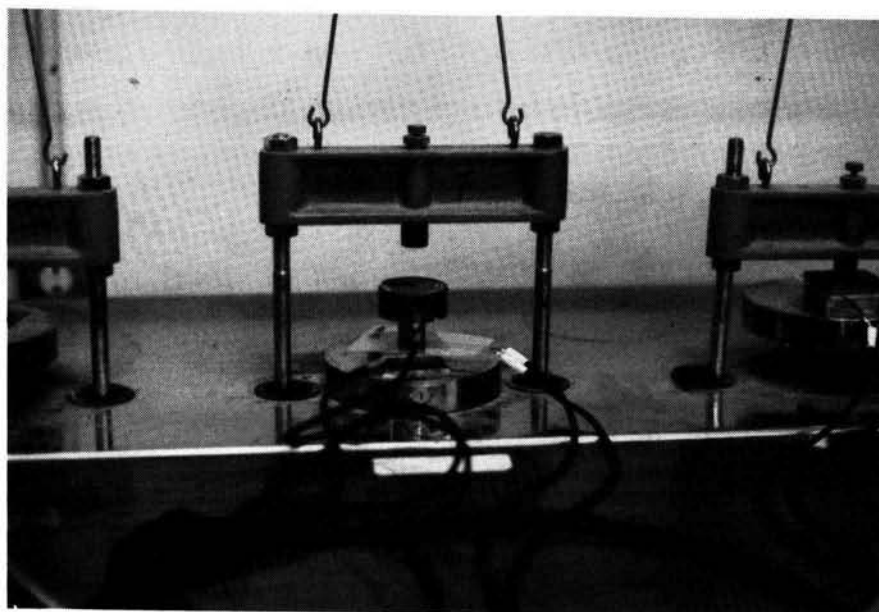


写真-11.5.1 土圧計の載荷-除荷試験

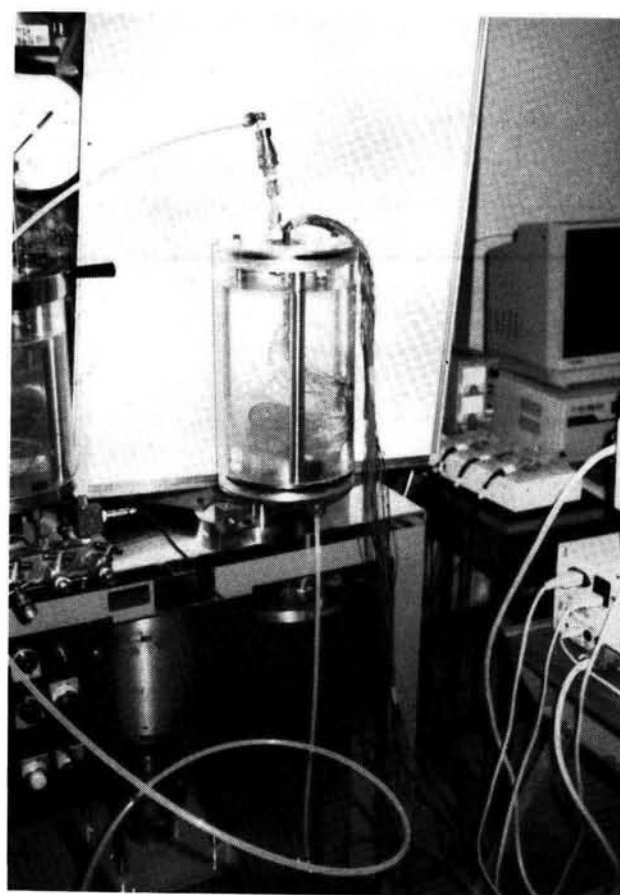


写真-11.5.2 土圧計の繰り返し載荷試験

図-11.5.4 は、圧力～出力電圧関係を載荷過程及び除荷過程について示したもので出力電圧が落ち着いたと見られる放置時間3時間における関係をプロットしている。

これらの図から、得られる考察をまとめると以下の通りである。

- (a) 圧力～出力電圧関係は11-3-2-1 で述べた感圧導電ゴム単体の結果と同じくヒステリシスループを描く。
- (b) 低圧力域では寸法の大きなゴムが、高圧力域では寸法の小さなゴムが適していることもゴム単体の結果と同様である。
- (c) 荷重放置時間として3時間程度とれば、ゴムの出力電圧が安定する。
- (d) 土圧計のもつ圧力～抵抗関係は基本的に感圧導電ゴム単体と類似であり、防水加工による悪影響はない。
- (e) アルミ粉末を蒸着したケース4 はケース1 に比べて安定性に欠け、アルミ蒸着加工を行うメリットはない。

11-5-3-2 土圧計の防水性確認試験(三軸圧縮試験機による)

図-11.5.5 に圧力～出力電圧の関係を示す。ゴム単体の実験結果(図-11.3.10) や土圧計の実験結果(図-11.5.4) と比較して妥当な結果を示しており、ポリプロピレンフィルムによる防水被覆加工が適当であることが確認できた。

11-5-3-3 土圧計の繰り返し載荷試験(三軸圧縮試験機による)

図-11.5.6 に圧力 1.0kgf/cm^2 における出力電圧と繰り返し回数の関係を示している。この図からわかるように、 $\phi 15$ の土圧計については繰り返し回数と出力電圧との関係が周期的に波打っている傾向があるが、30回を越えると比較的落ち着いた電圧値(825mv)を示している。他の土圧計は10～15回を越えるとそれぞれほぼ一定の電圧値に収束している。

図-11.5.7(a)～(d) はそれぞれゴムの寸法が $\phi 15$ 、 $\phi 25$ 、 $\phi 35$ 、 $\phi 45$ に対する圧力～出力電圧関係を繰り返し回数を変数として1枚の図に示したもので、各図とも30回以降はほぼ一本の曲線に重なっている。

このデータを(11.5.1)式に示す回帰モデルを使用して回帰を行った。

$$V = \frac{\exp(b)}{(P+1.0)^a} \quad (11.5.1)$$

ここで、 V は出力電圧 (mV)、 P は圧力 (kgf/cm²) である。その結果を図-11.5.8 (a)~(d) に示す。この回帰モデルを用いた理由は図-11.5.7(a)~(d) の圧力~出力電圧の関係が両対数紙上で直線になる傾向を有することがわかったからである。

(11.5.1) 式中の係数 a は、図-11.5.8 における曲線の形状に影響を与えるもので、その値が大きくなれば曲線形状は鋭くなり、反対に小さくなるとなだらかになる。物理的には係数 a が大きくなれば測定可能範囲が狭くなり、かつ感度が高くなり低圧力域での測定に適している。一方、係数 a が小さくなれば、感度は落ちるが高圧力域まで測定が可能になる。図-11.5.9(a) に係数 a と繰り返し回数 n の関係を示す。係数 a は繰り返し回数 n が増すに従って、わずかではあるが減少し、30~35回で一定値となる。また、感圧導電ゴムの寸法が大きいほど係数 a の値は大きいこともこの図からわかる。以上のことから、測定可能範囲は繰り返し载荷によって広がる傾向を示すが、感圧導電ゴムの寸法の違いによる影響の方が卓越していると言える。

一方、(11.5.1) 式中の係数 b はその値が大きければ大きいほど出力電圧の値も大きくなること意味しており、その値と繰り返し回数 n の関係を図-11.5.9 (b) に示す。この図も同様に繰り返し回数 n が30~35回で一定値になっている。係数 b は係数 a の場合と異なり感圧導電ゴムの寸法の順序に合っていない。これは、土圧計製作時の被覆加工時に生じる不確定性に起因していると考えられる。

以上のことから 30回以上の繰り返し载荷を与えてやれば安定した圧力~出力電圧曲線が得られ、精度の高い土圧が計測されることがわかる。

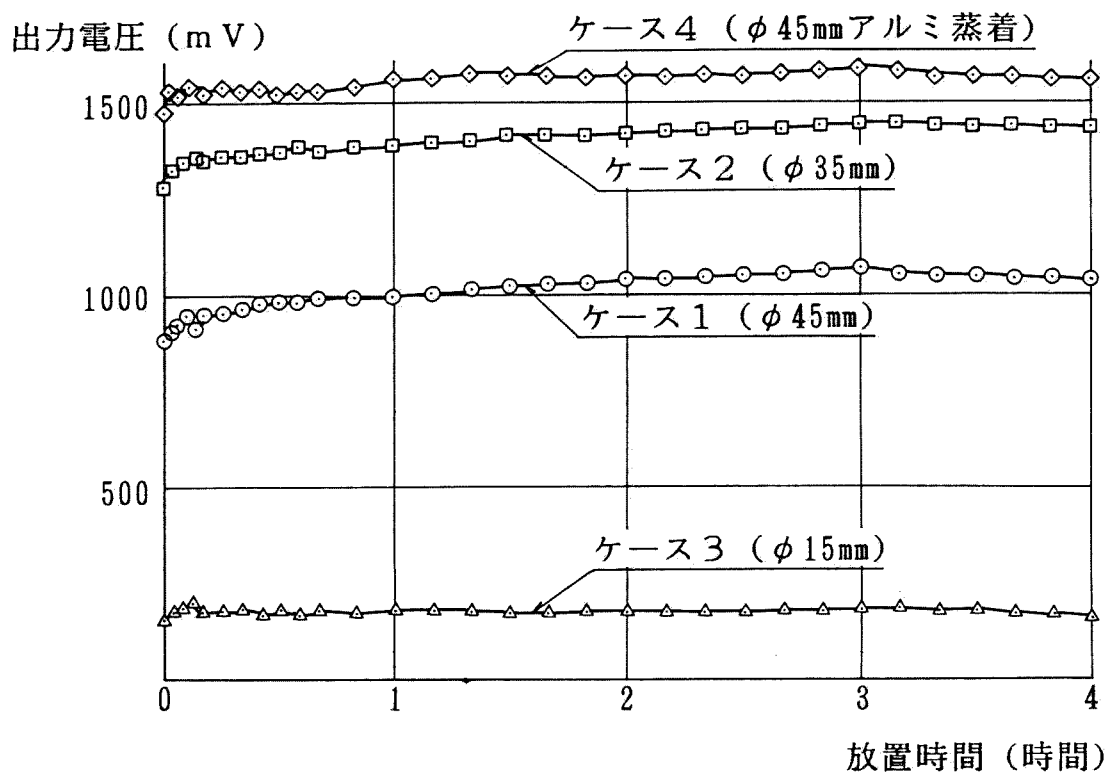


図-11.5.3 出力電圧～放置時間の関係

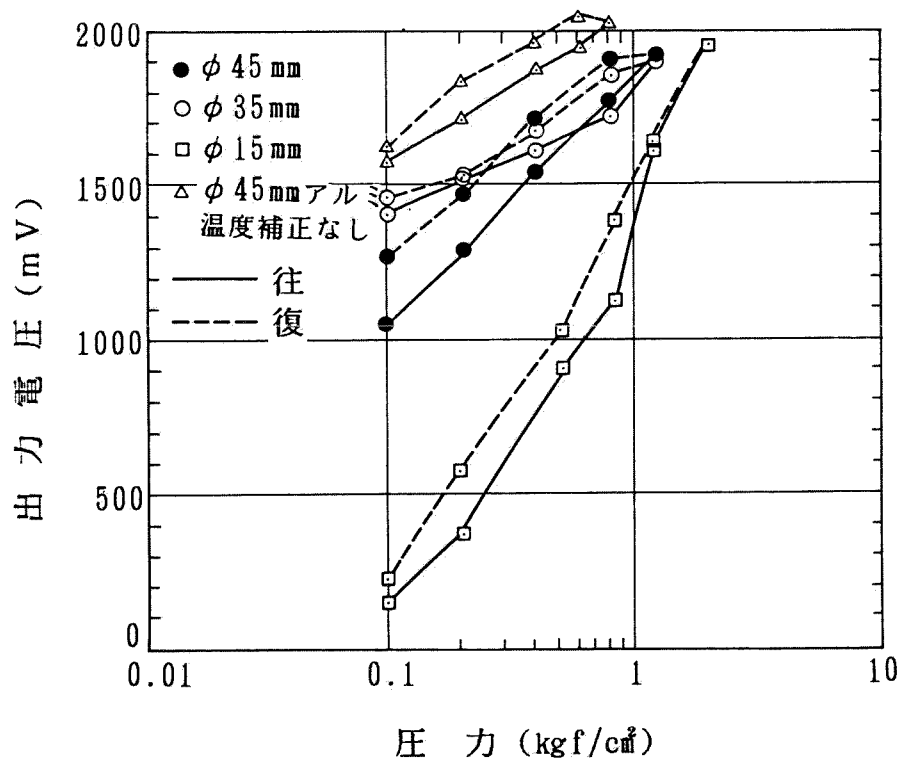


図-11.5.4 圧力と出力電圧の関係

(圧力実験時の初期圧力を引いた差圧表示になっている。出力はそのまま)

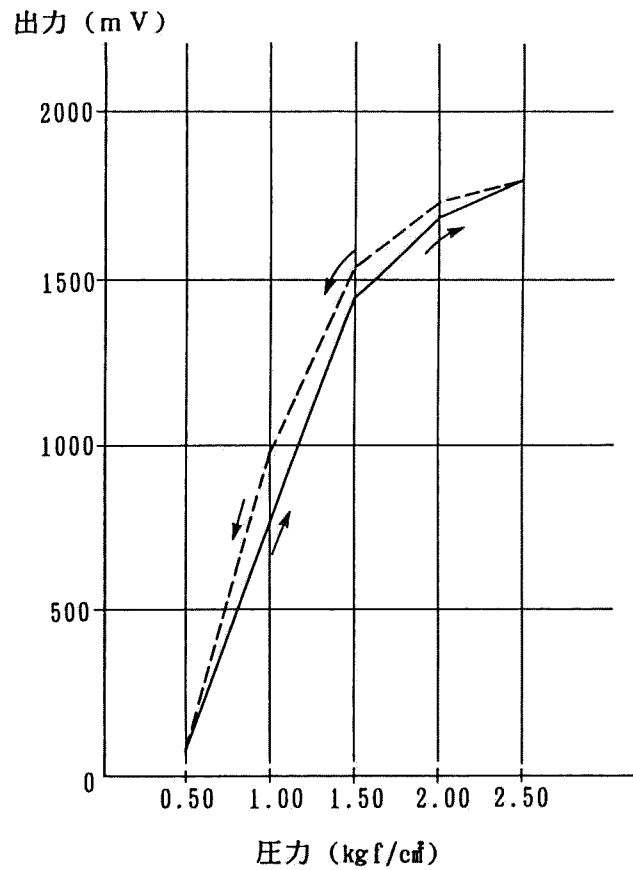


図-11.5.5 圧力～出力電圧の関係

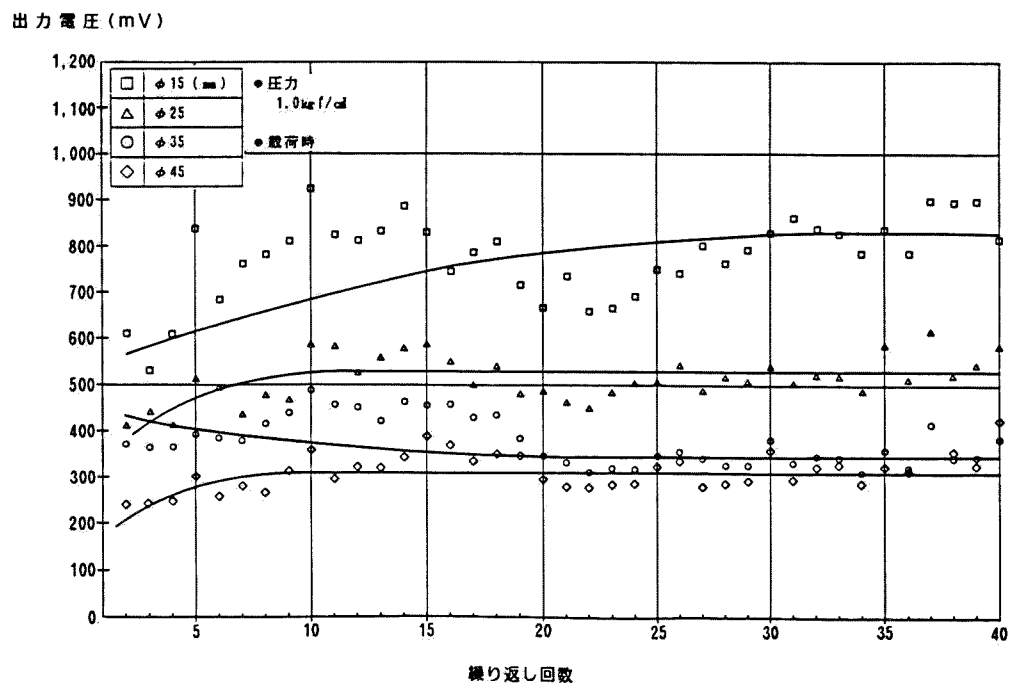


図-11.5.6 繰返し回数～出力電圧の関係
(圧力 1.0kgf/cm²、載荷時)

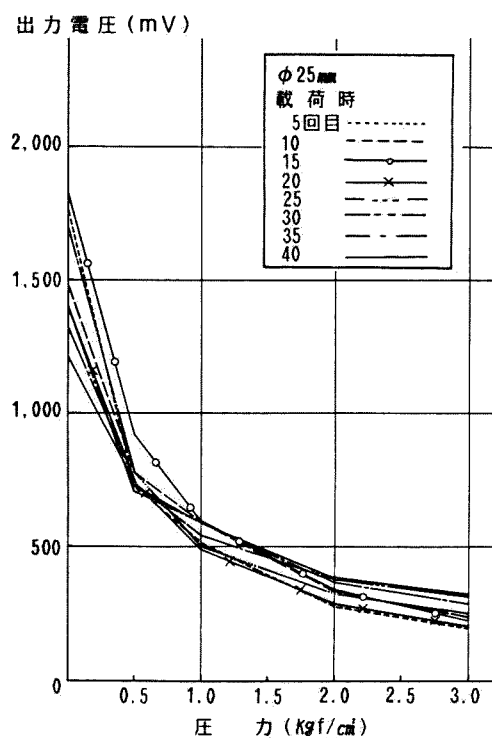
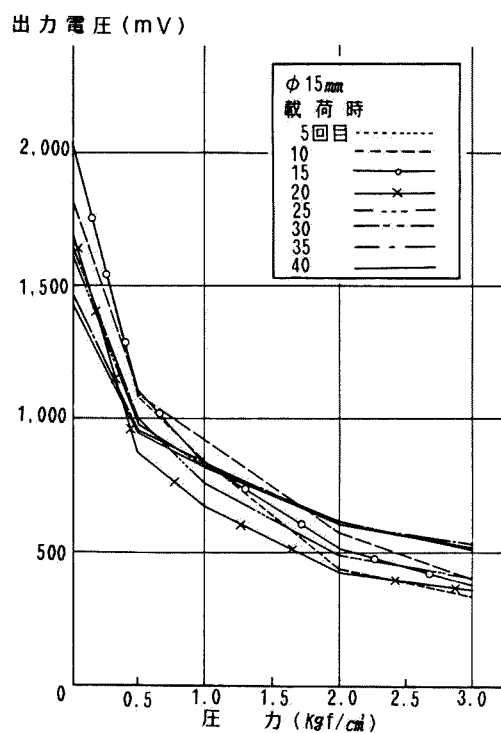


図-11.5.7(a) 圧力～出力電圧の関係 (φ15mm)

図-11.5.7(b) 圧力～出力電圧の関係 (φ25mm)

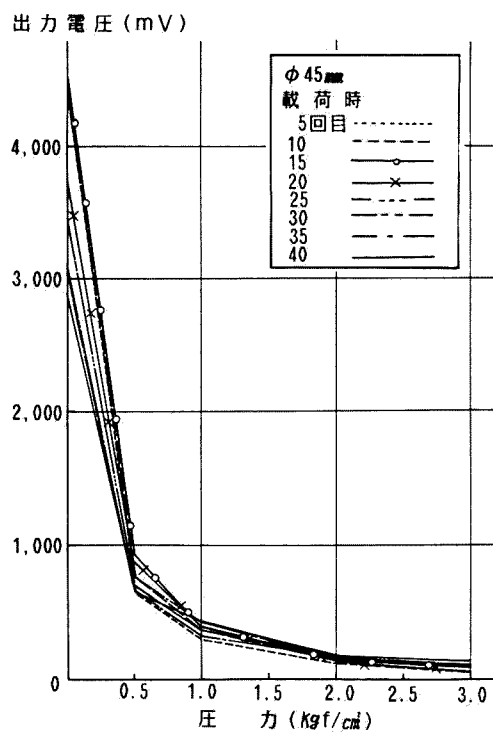
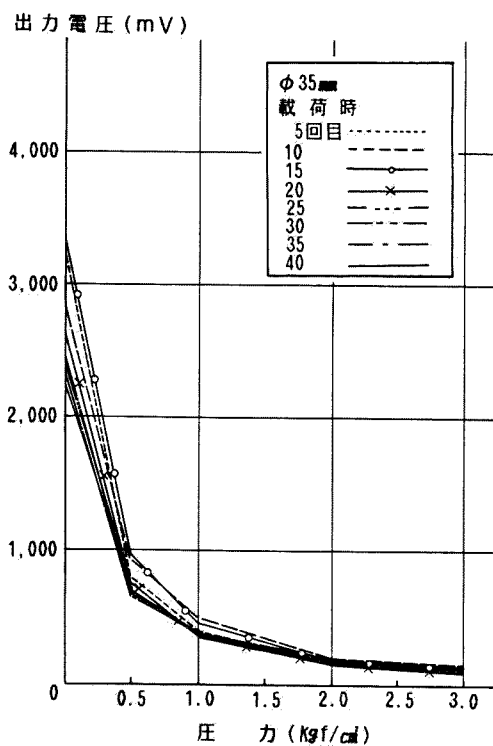


図-11.5.7(c) 圧力～出力電圧の関係 (φ35mm)

図-11.5.7(d) 圧力～出力電圧の関係 (φ45mm)

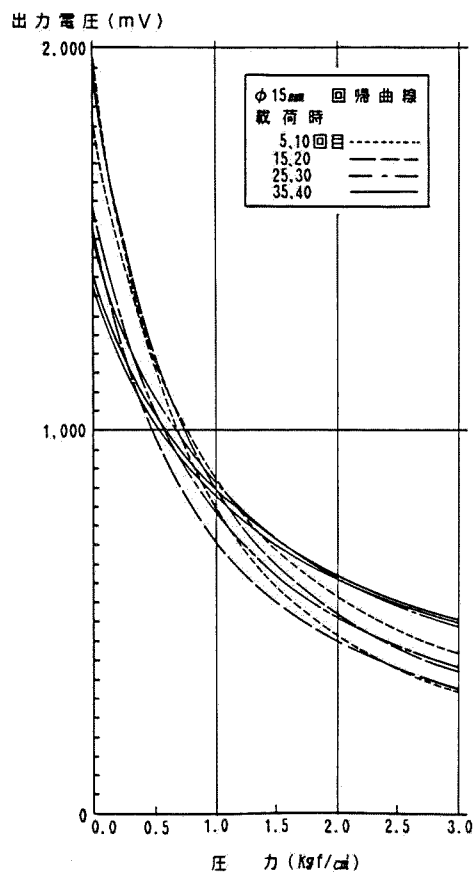


図-11.5.8(a) 圧力～出力電圧の関係
(φ15mm 回帰曲線)

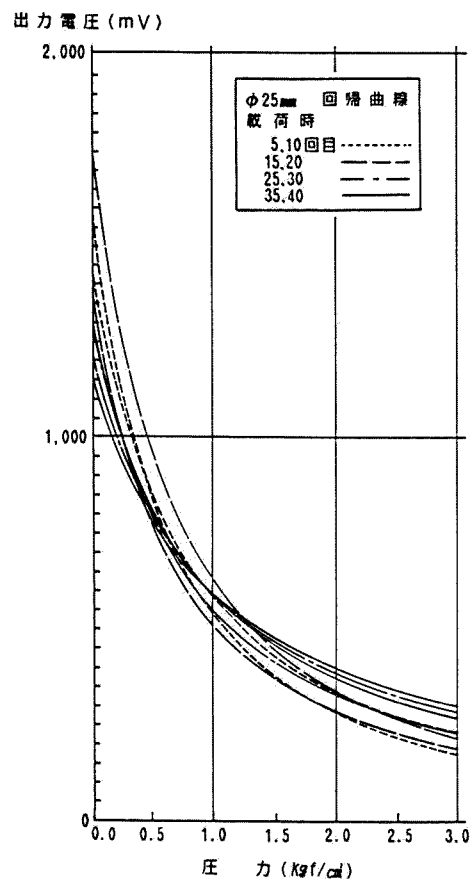


図-11.5.8(b) 圧力～出力電圧の関係
(φ25mm 回帰曲線)

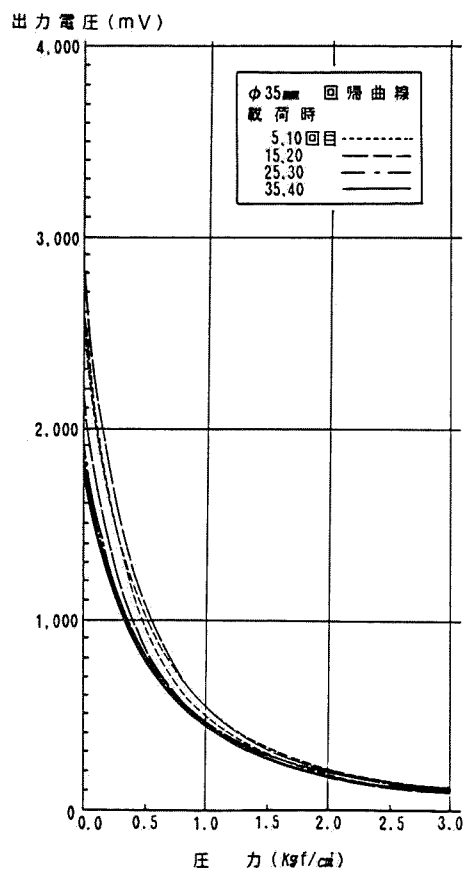


図-11.5.8(c) 圧力～出力電圧の関係
(φ35mm 回帰曲線)

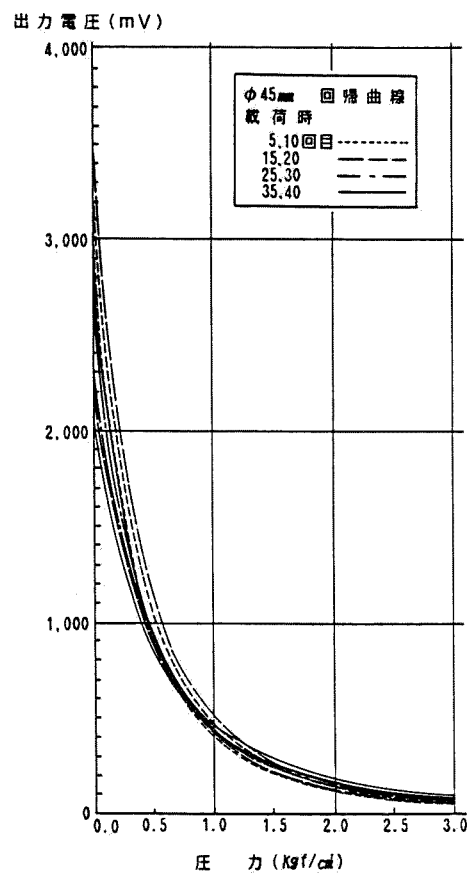


図-11.5.8(d) 圧力～出力電圧の関係
(φ45mm 回帰曲線)

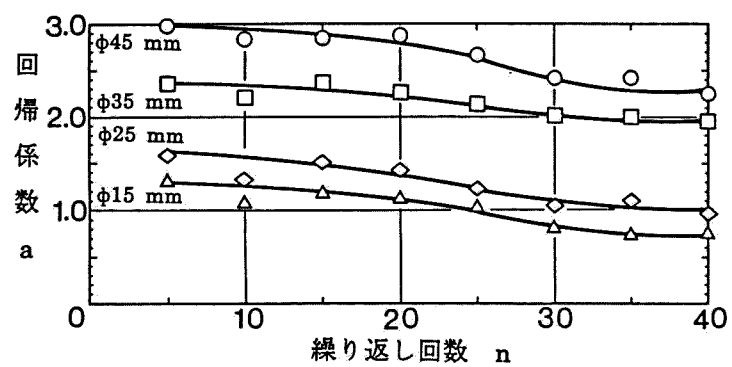


図-11.5.9(a) 回帰係数 a ～繰り返し回数の関係

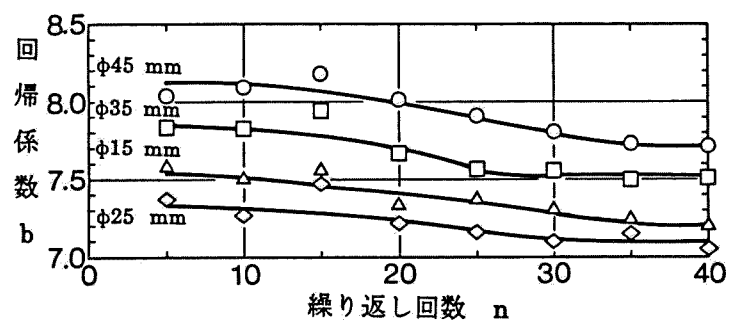


図-11.5.9(b) 回帰係数 b ～繰り返し回数の関係

参考文献

- (1) 林幹郎、金井稚夫、平松雄二、酒井克己(1986)：「現場計測標準システムの開発」、鹿島建設(株)第3回コンピュータ利用技術研究発表会報文集、pp. 139~147
- (2) 柳田博明、山崎弘郎(1986)：「センサ先端技術－センサ材料とシステムの高度化－」、海文堂
- (3) 横浜ゴム(株)(1980)：「感圧導電性シリコンゴムシート(CS57-7RSC)の性能特性」、横浜ゴム(株)技術資料
- (4) 吉見吉昭(1980)：「砂地盤の液状化」、土質基礎シリーズ、技報堂

第12章 土圧計及び間隙水圧計の現場への適用

12-1 金沢大学角間団地基幹整備造成工事現場における予備実験

11-3で開発した感圧導電ゴムを用いた土圧計の現場における予備実験を昭和62年6月25日から昭和62年7月15日の間金沢大学角間団地基幹整備造成工事現場で実施した。本造成工事は金沢大学の総合移転に伴うもので予備実験を行った盛土現場の平面図を図-12.1.1に示す。

本予備実験は11-4-2で述べたケース1～ケース4の実験に用いた土圧計をそのまま使用して耐水性、耐久性、耐重機性など現場での適用性を明らかにすることを目的としたものである。

12-1-1 計測器の設置位置と設置方法

図-12.1.2は図-12.1.1のA-A'の断面図(盛土完成時)であり、矢印で示した地点(EL. 90.26m)に4個の土圧計を並べて埋設した。

盛土完成時における土圧計の土被り深さは9.74mになる。

土圧計設置地点と計測小屋(図-12.1.1参照)とは約130m離れており、その間を2芯ケーブル(4本×150m)を用いて接続した。土圧計及びケーブルの埋設状況を写真-12.1.1に示す。ケーブルを保護するために、約50cmの深さの溝を堀り、盛土地盤の動きによってケーブルが切断されることがないようにケーブルを蛇行させ、ケーブル設置後埋め戻した。

計測小屋内には11-5-2-1で行った室内実験と同様に測定機器を配し、温度測定は計測小屋内の温度を測った。計測システムの概要を図-12.1.3に示す。計測小屋には外部より交流100Vの電源を引き入れ、安定化させて図中の⊖マークのつく測定機器に電源を供給した。

12-1-2 計測方法

室内実験と同様にPC-9801VFのタイマーを利用して自動計測を行った。データの取り込みは、昭和62年6月25日から昭和62年7月1日までの7日間を1時間間

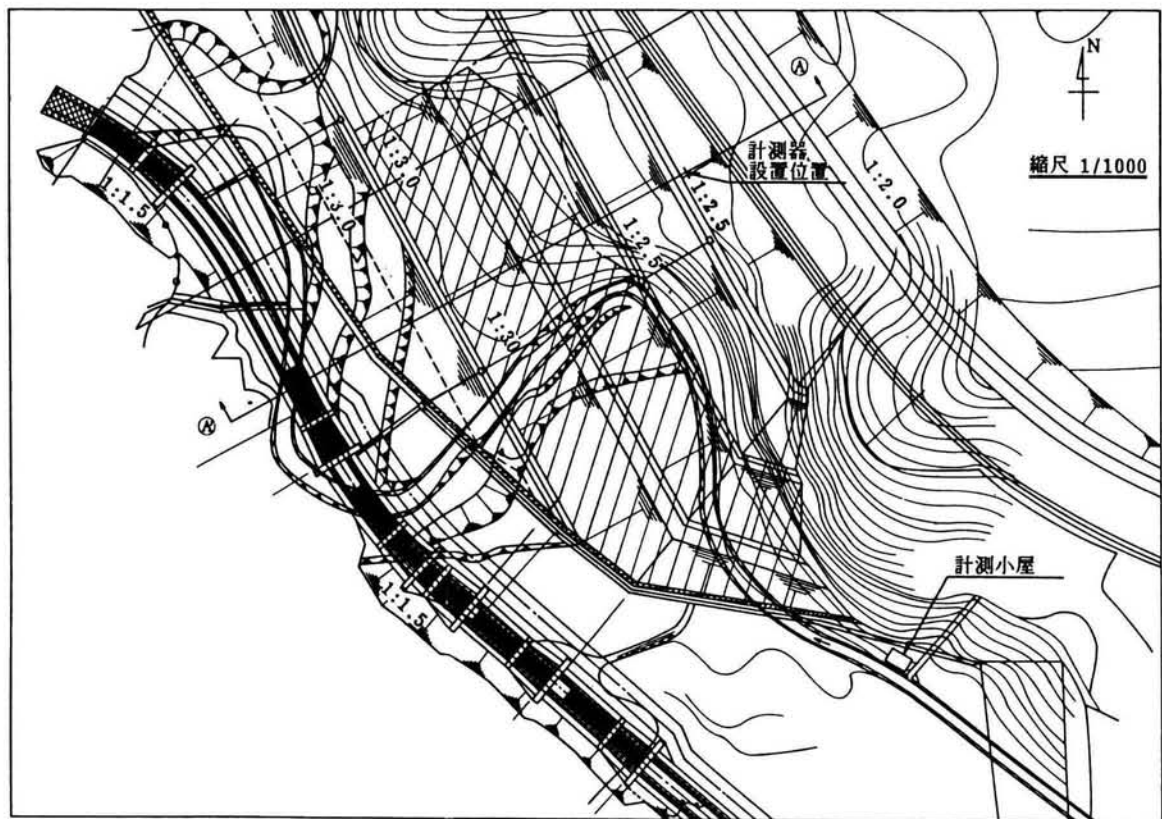


図-12.1.1 土圧計の予備実験現場平面図
(金沢大学角間団地基幹整備造成工事現場)

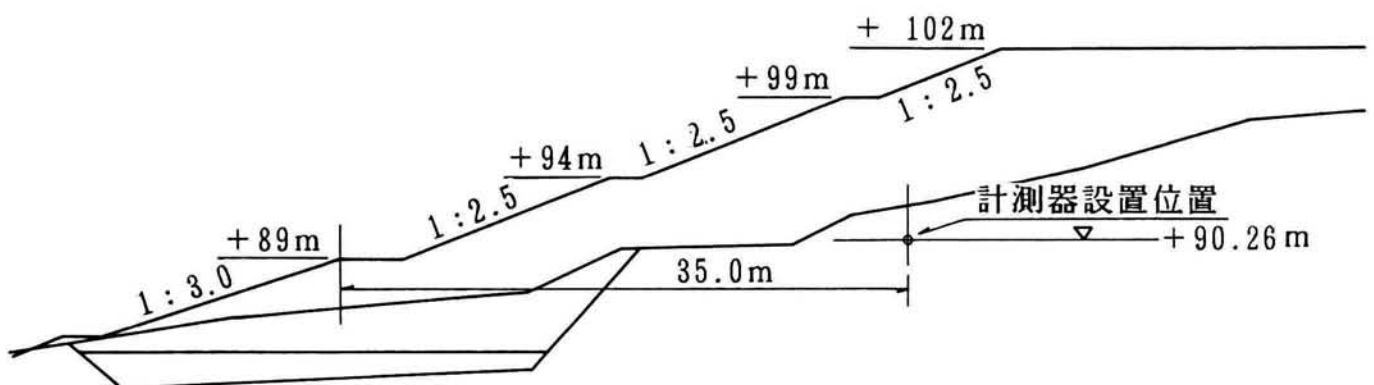


図-12.1.2 金沢大学角間団地基幹整備造成工事現場断面図

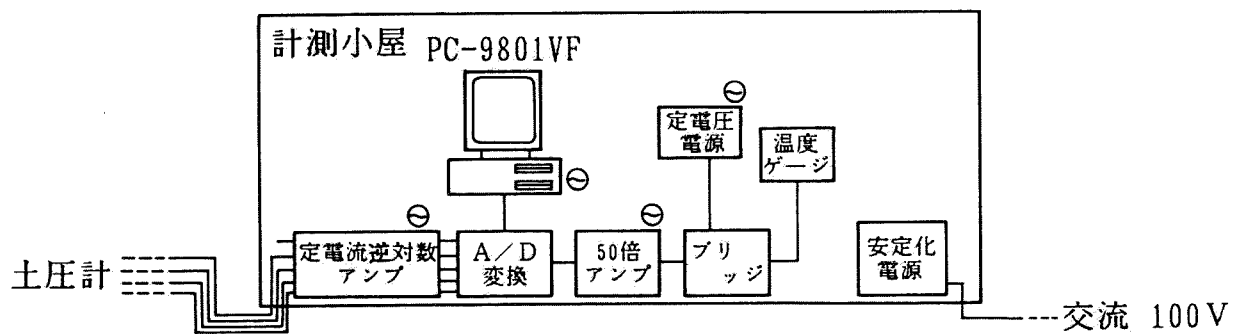
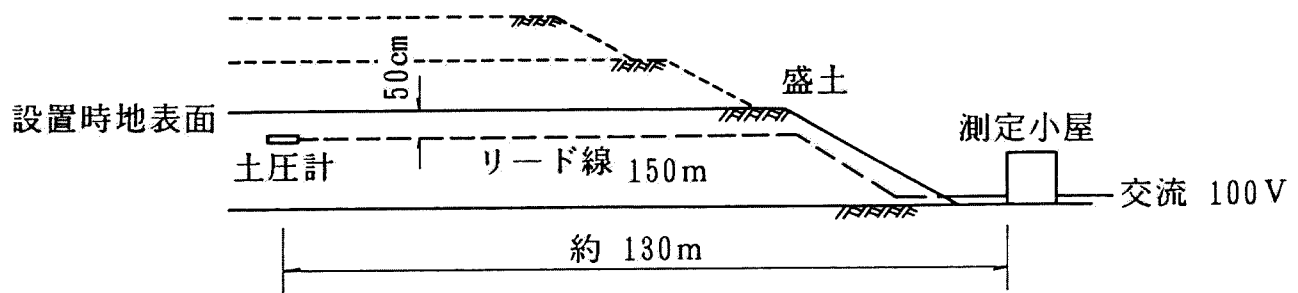


図-12.1.3 計測システムの概要



写真-12.1.1 土圧計及びケーブルの埋設状況

隔、昭和62年7月2日から昭和62年7月15日までの14日間を4時間間隔で行った。1時間間隔の計測の場合には3.6日分、4時間間隔の計測の場合には14.5日分の計測データが5インチ両面倍密フロッピーディスクに記録保存できるが、フロッピーの交換は計測小屋の温度条件や使用状況を考慮し、最初の7日間は毎日行い結果を出力した。

12-1-3 計測結果及び考察

12-1-2で述べたように自動的に出力電圧が記録されていくので、その出力電圧を図-11.5.4に示す出力電圧～圧力関係のうち載荷過程の曲線を用いて出力電圧を圧力に変換した。このようにして得られた土圧の時刻歴を示したのが図-12.1.4である。図中には盛立ての進行に伴う土圧計の土被り厚さの変化を同時に示している。

この図から指摘できる事柄は以下の通りである。

(a) $\phi 45\text{ mm}$ 及び $\phi 35\text{ mm}$ の感圧導電ゴムを用いた土圧計は低い土圧レベルから反応するが、 $\phi 15\text{ mm}$ の感圧導電ゴムを用いたもの及び $\phi 45\text{ mm}$ の感圧導電ゴムの表面にアルミ粉蒸着加工を施したものは、低い土圧レベルでは反応しにくい。

(b) 4つの土圧計は盛立てにつれて反応しているが、本来同一の土圧値を示すべきであるにもかかわらず、それぞれ異なる値を示している。

例えば、6月30日12時(正午)において、土被り厚さ 4.54 m と湿潤密度 1.5 tf/m^3 から求めた土圧値 0.68 tf/m^2 に比べると各土圧計は、0.35倍～2.01倍の土圧値を示している(表-12.1.1 参照)。

(c) 気温変動の影響が大きく生じており、回路の温度補正は実施しているが、補正しきれていないようである。

(a) は 11-3-3 及び 11-5-3 で得られた実験結果と一致する傾向である。(b) の原因として考えられることは、感圧導電ゴムの圧力～出力電圧関係は繰り返し載荷によって図-12.1.5に示すように履歴ループを描くことである。すなわち、実線で示した $O \rightarrow A \rightarrow B \rightarrow C$ の部分が11-4-3の室内実験で得られた関係であり、点線で示した $C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F$ が室内実験後いったん完全に除荷し、その後再び現

場で盛土荷重を受けて載荷に転じる様子を推定で示したものである。本現場予備実験で得られた出力電圧を土圧に変換する際は図-12.1.5 中 DEF の関係を用いるべきであるが、ここではこの関係を知ることができないため、OAB の関係を用いて変換している。これが図-12.1.4 でみられる精度の悪さの主な原因であると考えられる。そこで、履歴による移動量(本来、図-12.1.5 中の AE が正しい移動量)を考慮するため便宜的に図-12.1.5 中、AC 移動量として曲線 OAB を移動させて出力電圧-土圧の変換を行った。その一例を示したのが表-12.1.2 である(6月30日12時のデータ)。

表をみてわかる通り、移動させる方向(土圧が増加する方向の補正か減少する方向の補正かを示し、シフト電圧の符号によって決定される)は各土圧計のバラツキを改善し得る方向であるが、移動量が過大であるため移動後の土圧は再びバラツキを持ってしまっている。これは本来のシフト量 AE に比べ AC が過大であるためと判断される。

以上、現場予備実験で明らかにされた事項を取りまとめると、以下の通りである。

- (1) 感圧導電ゴムを用いた土圧計により精度よく計測するためには、履歴による圧力～出力電圧の移動がなくなるまで、あらかじめ実験室で繰り返し載荷を十分加え、その上で得られた圧力～出力電圧の関係を用いる必要がある。
- (2) 現場における耐水性、耐久性が確認され、また 12-1-1 で述べた設置方法によれば重機による損傷も防げることが明らかになった。
- (3) 温度変化が図-12.1.3 に示す回路に与える影響は大きく、この補正をさらに厳密にできるハードウェアを開発する必要がある。

本現場予備実験の結果を踏まえて 11-5-2-3 及び 11-5-3-3 で示した繰り返し載荷試験を再度実施し、その上で次節 12-2 で述べる現場本実験を行った。

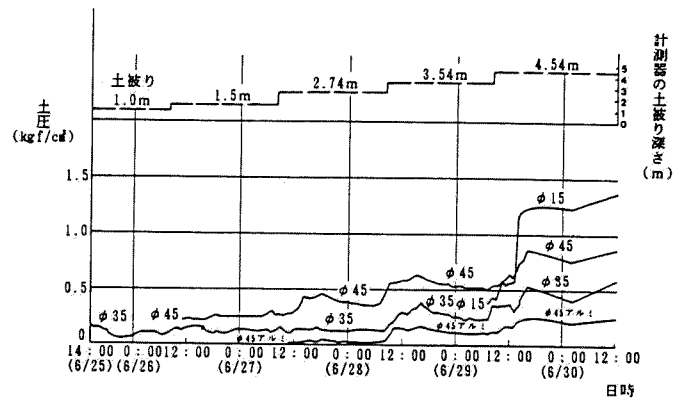


図-12.1.4(a) 土圧及び土被り深さの経時変化

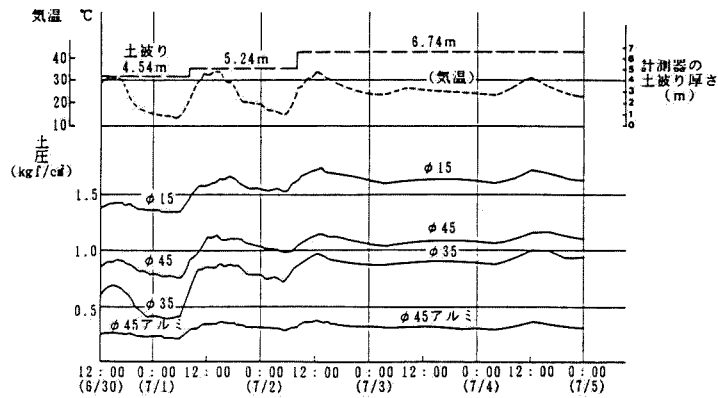


図-12.1.4(b) 土圧、土被り深さ及び気温の経時変化

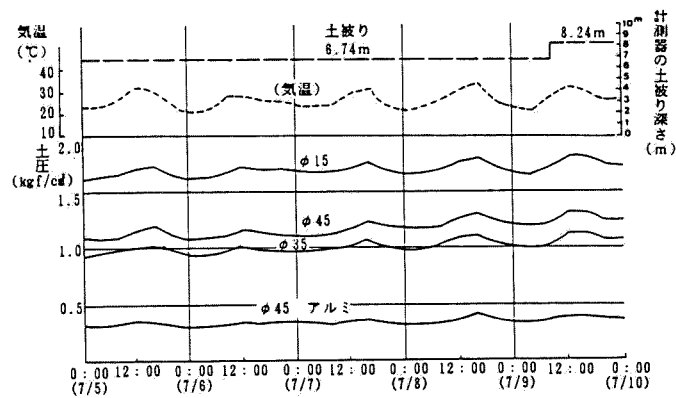


図-12.1.4(c) 土圧、土被り深さ及び気温の経時変化

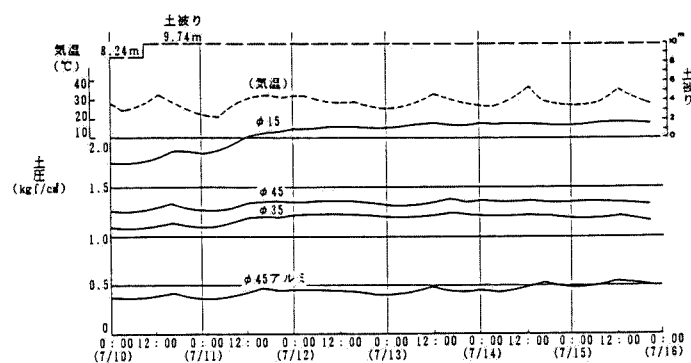


図-12.1.4(d) 土圧、土被り深さ及び気温の経時変化

表-12.1.1 各土圧計の指示値 (6月30日 12:00のデータ)

土圧計	各土圧計の示す土圧値 (kgf/cm ²)	土被りと湿潤密度から求めた土圧値に対する比率
φ 45mm	0.86	1.26
φ 35mm	0.59	0.87
φ 15mm	1.37	2.01
φ 45mm (アルミ蒸着)	0.24	0.35

表-12.1.2 履歴による移動量を考慮した例 (6月30日 12:00のデータ)

土圧計	移動前の土圧 (kgf/cm ²)	シフト電圧 (mV)	移動の方向 (土圧が増加する方向か 減少する方向)	移動後の土圧 (kgf/cm ²)
φ 45mm	0.86	-478	-	0.37
φ 35mm	0.59	+123	+	0.92
φ 15mm	1.37	-73	-	1.30
φ 45mm (アルミ蒸着)	0.24	+142	+	0.45

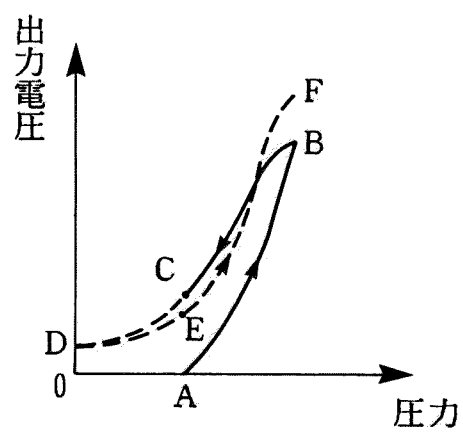


図-12.1.5 圧力～出力電圧関係の模式図

12-2千葉県平川カントリークラブ盛土工事現場への適用

感圧導電ゴムを用いた土圧計の、現場における本実験を昭和62年8月21日から昭和62年9月1日の間、千葉県平川カントリークラブ造成工事現場で実施した。

ここでは、計測精度を上げるため、12-1で述べたように履歴による圧力～出力電圧の移動がなくなるまであらかじめ実験室で繰り返し載荷を十分(100回)加えた土圧計(11-4-2-3)を用いて計測を行った。

本現場は千葉市東部に18ホールから成る平川カントリークラブの造成工事に隣接した盛土工事で、図-12.2.1において太枠で示す部分である。この盛土部分は完成後、近隣住民の畑地となる箇所である。

12-2-1 計測器の設置位置と設置方法

土圧計を設置したのは図-12.2.1の矢印で示した箇所である。図-12.2.2は図-12.2.1の太枠部分のA-A'断面図であり、矢印で示した地点(EL. 62.7m)まで掘り下げて14個の土圧計を並べて埋設した後(写真-12.2.1)、盛土を行った。盛土完成時における土圧計の最終土被り深さは5mである。図中には盛立て高さ及び盛立て工程を同時に示している。写真-12.2.2は盛土完成後の現場写真である。

土圧計設置地点と計測室とは約250m離れており、その間を10芯ケーブル(ケーブル長300m)を用いて接続した。ケーブルを保護するために道路を横断する部分では0.5m～1.5mの深さに埋設し(写真-12.2.3)、他の部分では樹木に結び付けて、重機による損傷を防いだ。

土圧計は前述した通りあらかじめ実験室で繰り返し載荷を十分加えたもの(11-4-2-3)を用いており、感圧導電ゴムの種類の内訳は $\phi 55\text{mm}$ を5個、 $\phi 45\text{mm}$ を5個、 $\phi 35\text{mm}$ を1個、 $\phi 25\text{mm}$ を2個及び $\phi 15\text{mm}$ を1個の5種類14個である。寸法の大きい感圧導電ゴムを用いた土圧計を多く使用したのは、11-5及び12-1の結果、今回の実験で対象となるような比較的低い土圧レベルでは寸法の大きいゴムが適していると思われたためである。

なお、当盛土の湿潤密度は微小の放射性同位元素を利用した水分・密度計を用いて計測したもので $\gamma_t = 1.2\text{tf/m}^3$ である。この盛土は先にも述べたように畑地に利

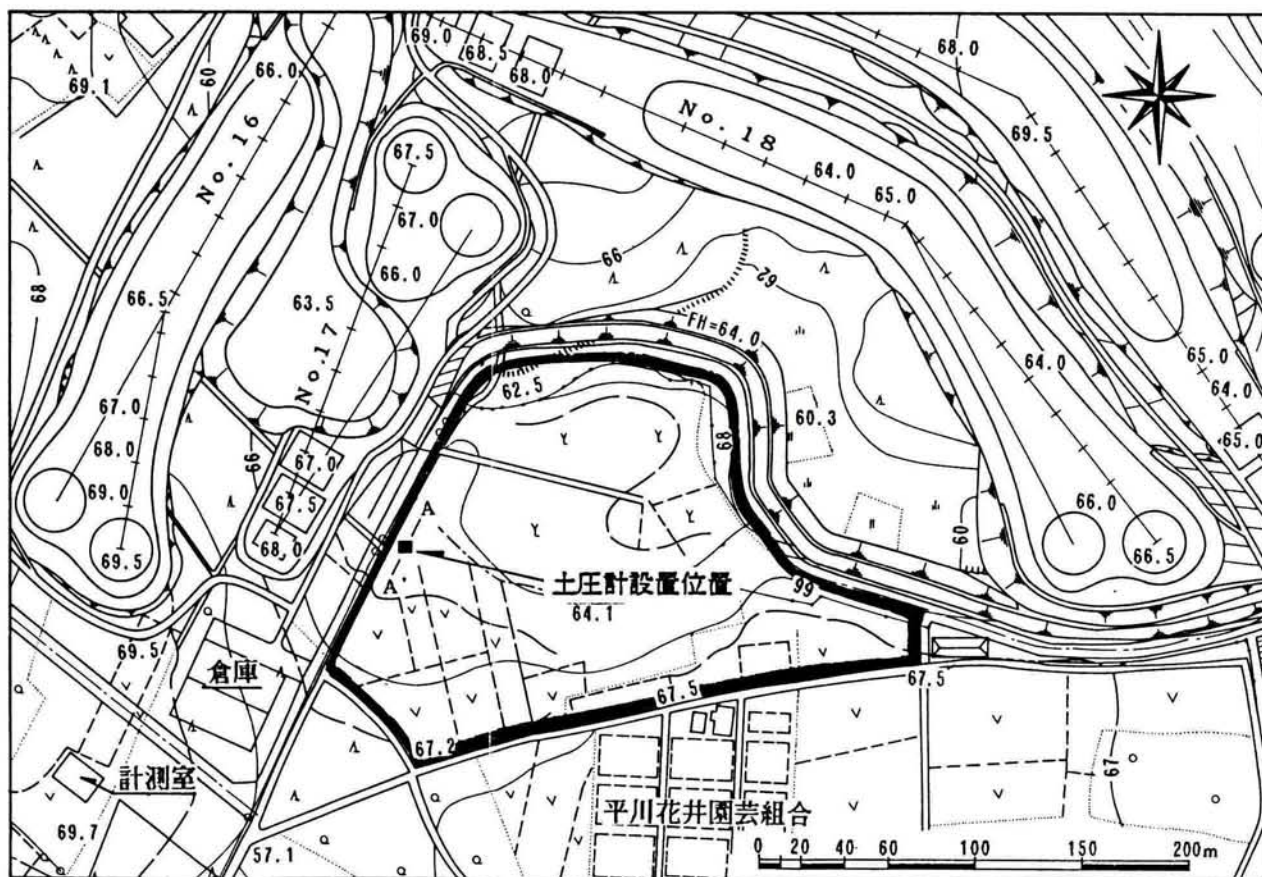


図-12.2.1 土圧計設定位置 (平川カントリークラブ)

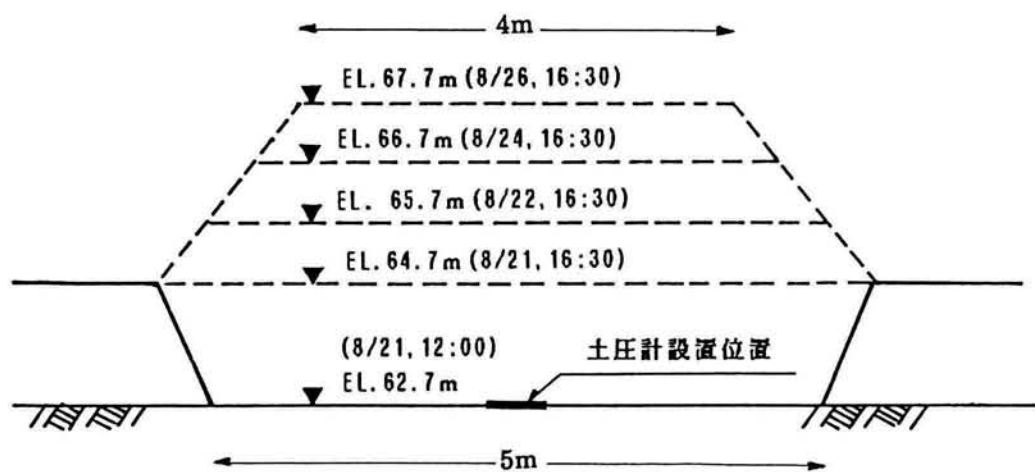


図-12.2.2 土圧計設置位置断面図

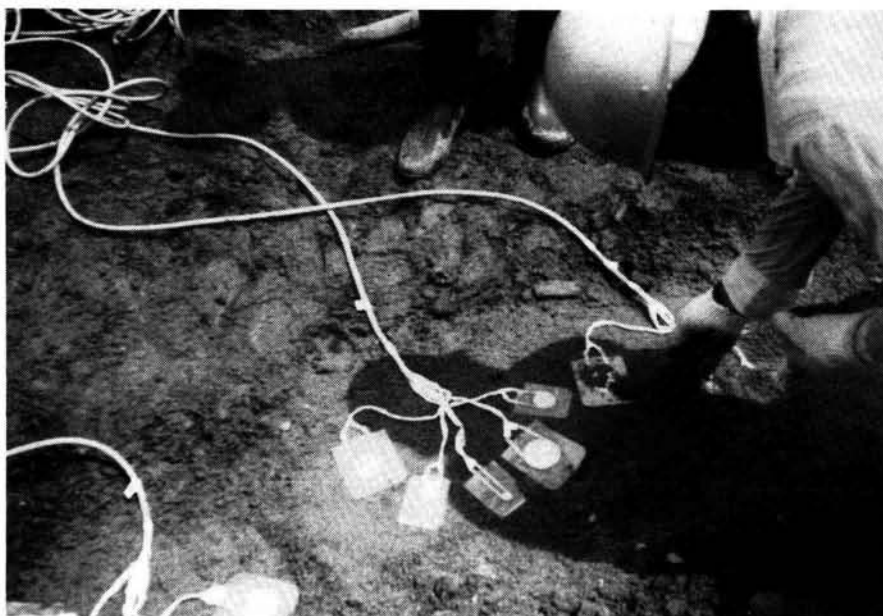


写真-12.2.1 土圧計の設置状況



写真-12.2.2 盛土完成後の現場写真



写真-12.2.3 ケーブルの埋設状況

用されるもので盛土高も低い上、締固めを行っていないので生じる土圧も5m 盛り立て時に6.0tf/m²である。

12-2-2 計測方法

計測システムの概要を図-12.2.3 に示す。PC-9801と計測器のインターフェースモジュールは、11-5-2で述べたもので、定電流回路とA/D変換器を内蔵している。このモジュールを用いたのは、14個という多数(多チャンネル)の土圧計の設置を可能にするためである。

12-1で述べた現場予備実験と同様にPC-9801VMのタイマーを利用して自動計測を行った(写真-12.2.4)。データの取り込みは2mの初期盛立てを開始した当初の昭和62年8月21日11:30~12:00の間は5分間隔、12:00~14:00の間は20分間隔、それ以降は1時間間隔である。1時間間隔の計測の場合は、3.6日分の計測データが5インチ両面倍密フロッピーディスクに記録保存できるので、8月22日以降のフロッピーの交換は3日ごとに行った。

12-2-3 計測結果及び考察

12-2-2で述べた通り、自動的に出力電圧が記録されていくので、その出力電圧を図-11.5.7に示す圧力~出力電圧関係を用いて圧力に変換した。尚、図-11.5.7の圧力~出力電圧関係は12-1の現場予備実験の経験をもとに、あらかじめ実験室で0.0~3.0kgf/cm²の間の荷重を100回繰り返して載荷した後、前章の表-11.5.3に示すCase-2の載荷パターンを3度繰り返して載荷したもので、3本の線はほとんど重なっているため、3度目の圧力~出力電圧関係を変換特性曲線として用いた。他の13個の土圧計についても同じである。

図-12.2.5が、土圧の時刻歴を示したものである。ただし、この図は第2段盛土直前(8月22日16時)で初期値の補正を行っている。すなわち、第2段盛土直前には推定土圧0.24kgf/cm²が生じているが、それに対して14個の土圧計のうち半分の7個は±10%の精度で推定土圧値を示しているが、他の4個(3個は欠損)は約2倍の値(0.45kgf/cm²~0.60kgf/cm²)を示しており、全土圧計が第2段盛土直前に

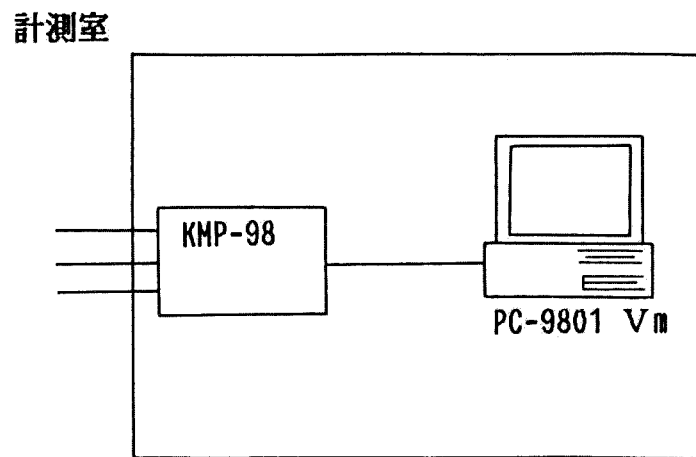
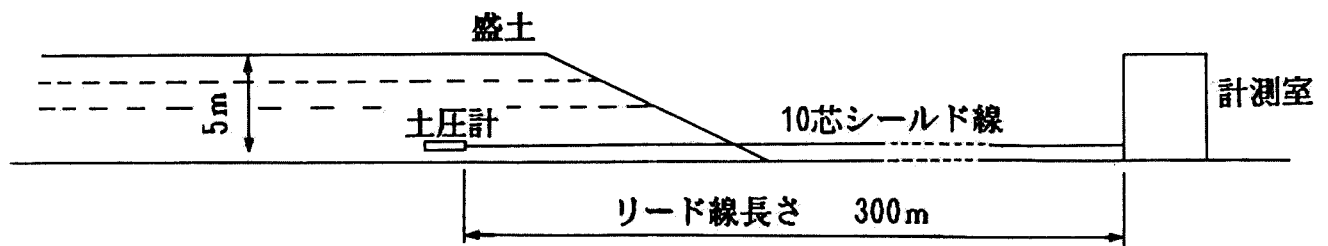


図-12.2.3 平川カントリークラブ現場計測システムの概要



写真-12.2.4 現場計測システム

0.24kgf/cm² となるよう圧力～出力電圧関係の変換特性曲線を平行移動して補正を行った。図-12.2.4 の変換特性曲線も補正後のものである。

図-12.2.5 から指摘できる事項をまとめると以下の通りである。

- (1) 盛り立てにつれて土圧計は比較的適確に反応し、初期値補正を行うことによって、指示土圧値も湿潤密度1.2tf/m³ から求めた推定値とある程度一致する。
- (2) あらかじめ100回の繰り返し载荷を与えることによって安定した圧力～出力電圧関係が得られる。
- (3) 今回用いた被覆加工によると、(1) で述べた通り初期値補正が必要であった。これは製造工程時に微小の空気粒が被覆加工された中に入り込むことによるものと考えられ、真空パックのように自動的に大気圧が作用して初期値補正がなされる被覆加工を今後は試みる必要がある。
- (4) 14個の土圧計のうち3個 (φ55mm, φ45mm 及び φ35mm) がうまく作動しなかった。作動した11個のうち、4個 (φ55mm, φ45mm 各2個) はあまり良好な結果を示していないが、残りの7個の示す土圧値はほぼ良好であり、湿潤密度 (1.2tf/m³) から求めた推定値との差が25% 以内におさまっている。
- (5) 盛り立て終了(8月26日) 後6日放置しておいたが9月1日までの結果を見る限り、本土圧計は現場という厳しい環境下においても作動することが確認され、また 12-2-1 で述べた設置方法によればケーブルの損傷もほぼ防げることが明らかになった。
- (6) 精度にばらつきがあり、さらに安定した性能をもつセンサを作成するためには今後研究を続行する必要がある。

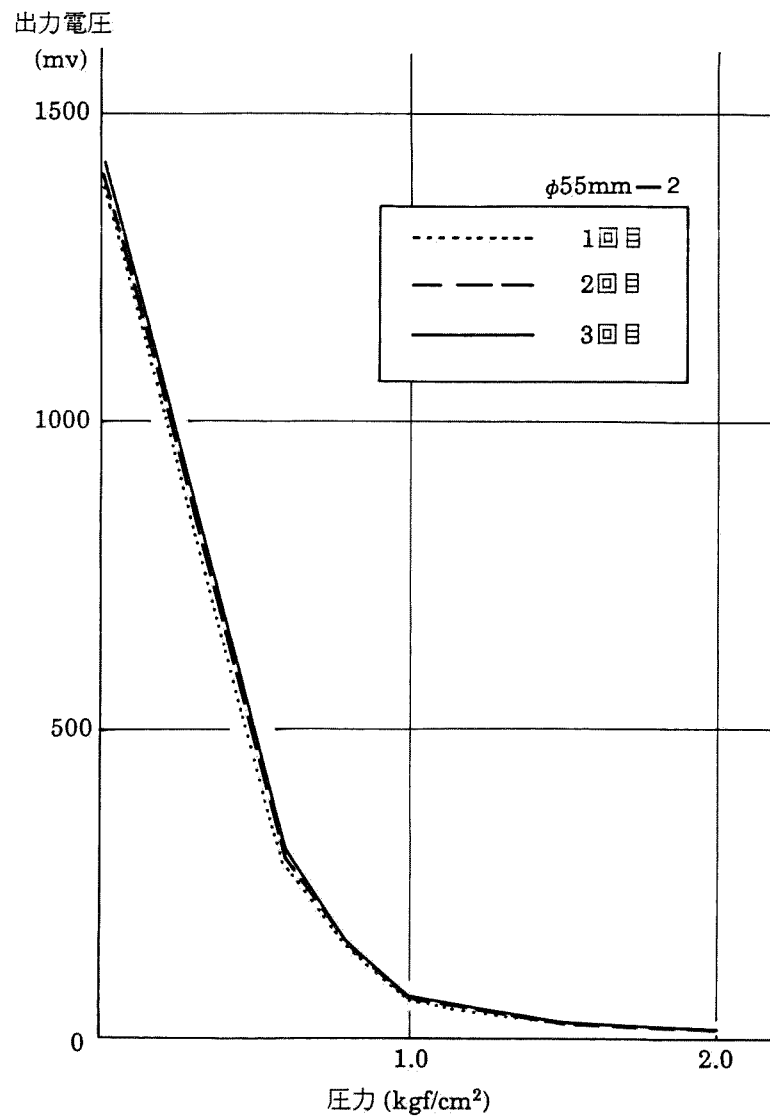


図-12.2.4 圧力～出力電圧関係

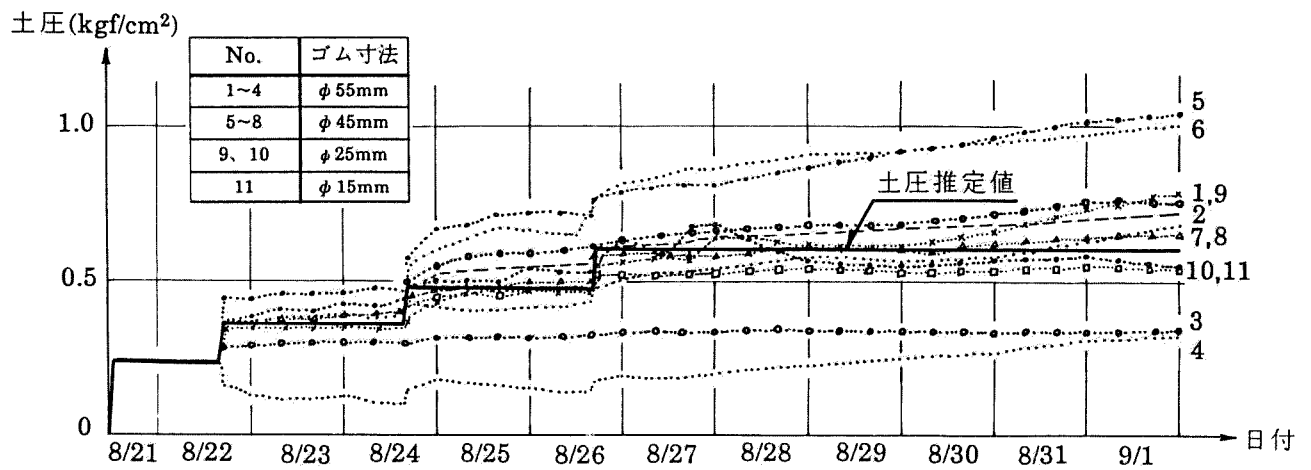


図-12.2.5 土圧の経時変化

12-3 まとめ

感圧導電ゴムを用いた土圧計の、現場における適用実験を2ヵ所の盛土現場で行った。その結果明らかできた事柄を取りまとめると以下の通りである。

- (1) 感圧導電ゴムをポリプロピレンフィルムを用いて防水被覆加工した土圧計は非常に安価(1個約160円)である。
- (2) あらかじめ土圧計に50回以上(今回の実験では100回)の繰り返し载荷を与えておくことにより安定した計測精度が確保できる。
- (3) 本土圧計が現場という厳しい環境下で作動することが確認され、本章で述べた設置方法によればケーブルの損傷もほぼ防げることが明らかになった。
- (4) 精度にばらつきがあり現時点では初期補正が必要となり、被覆加工を一定条件下で行う工夫をする(例えば真空パックによる被覆)など今後の研究にまつべき問題が残る。
- (5) ゴムに繰り返し载荷を与えるには手間がかかるので感圧導電ゴム製造工程でこの効果が与えられるよう工夫する必要がある。

第13章 その他の計測器の設計

13-1 概説

第2編 8-2 で述べたように、自動測定が可能でかつ計測に要するコストとして計測器1個5000～6000円が現場に情報施工を定着させるためには必要な条件である。

第11章ですでに土圧計及び間隙水圧計が一個160円で製作できることを示すと共に2現場に適用することにより、その実用化への目途を示した。同様に他の自動計測器の開発が情報施工の普及のために必要であるが、ここでは地表面沈下計のシステム設計及び沈下計のメカニズムが応用できる層別沈下計と地表面水平変位計の構想を述べ、開発時の参考資料とすることを目的としている。

13-2自動地表面沈下計のシステム設計

13-2-1 地表面沈下計に関する考察

土構造物の種類と基礎地盤の強度の相違によって生じる沈下量は異なり、例えばシールド工事の最大地表面沈下量数cm から盛土工事の最大地表面沈下量2~3m まで千差万別である。菅原(1983)は、従来の変位測定機器について、その原理と特徴について分類整理しているが測定範囲と精度に応じて多種類の測定機器が市販されている。本節では自動計測可能な地表面沈下計のシステム設計を目標としているが、実際には第2編 表-6.4.5 に示すように沈下板を用いた手動測定がまだまだ多いのが現状である。その理由として、自動測定用地表面沈下計のコストの高さがあげられる。

従来の自動地表面沈下計としては、不動点の位置で水位を一定に保ち、計測点の位置まで塩化ビニールの連通管をひき、差動トランスによって地表面沈下量を得る方法がある。しかし、不動点が近傍で得られない場合や、地表面上で施工などの障害になることから、限られた使い方になり一般的でない。別の方法としてロッドを用いて支持層に不動点を取り、地表面上でロッドに取り付けたポテンシオメータタイプの変位計によって沈下量を求めるという方法である。これも地表面の沈下とともにロッドが地表面上に突き出した形となり連通管式と同様障害になる。特にこのタイプは計測器本体を安く製作できてもロッド自体のコストが高い。通常ステンレスが4800円/m、短期間で錆の心配がない場合なら鉄が使用できるがそれでも2000円/m を要し、既存のものは連通管タイプのものも含めて販売価格で約20万円である(表-13.2.1参照)。

もう一つの方法として考えられるのは、先の2つのタイプが不動点をもつのに対して、ひずみ計によって深さ方向数点のひずみを求め台形積分によって沈下量を求めるタイプである。既存のひずみ計は一般的にコンクリート構造物のひずみを得るのに用いられ、土中ひずみ計の種類は少ない[塩田(1983)]。

土中ひずみ計はボーリング孔を利用して地中に設置することになる。設置後、土を埋め戻す際に生じるひずみ計の初期ひずみ量は、計測するひずみ量に比べて非常に大きくなる場合もあると考えられる。さらに、地盤の変形につれて、ひず

み計の方向が変わることも考えられる。その他、防水性、耐久性等を考慮すると、土中ひずみ計は非常に精巧なものとなり、かつ変位を得るために数多く埋設しなければならない。結局、土中ひずみ計による沈下量計測は先の2つのタイプよりもさらに高くなる。ちなみに、市販されている土中ひずみ計は1個当たりで20万円弱である(表-13.2.1)。

このような現状ではあるが、地表面沈下計のシステム設計にあたって次の項目をできるだけ考慮して設計を行った。

- a. 安価である
- b. 地表面で障害にならない
- c. 設置が容易である
- d. 構造が単純である
- e. 必要以上の精度をもたない
- f. 増幅器等の余分な装置を必要としない

13-2-2 新しい地表面沈下計の設計

13-2-1 で述べた基本条件に基づき考え出した方法は、地表面の沈下とともにワイヤーとおもりを用いてセンサ自体が地表面に追従する方法である。この方法は菅原(1983)の分類によると「おもり・ワイヤー沈下計」に属するものであるが、従来のはエキステンションメータを用いたもので、岩盤等の微小変形を測るのに用いられている。今回、これをポテンシオメータを用いて軟弱地盤に拡張することを考えた。図-13.2.1 にその概念図、図-13.2.2 に計器本体の詳細図を示すが、この方法によればロッドタイプのように地表面で施工の大きな障害にならず、地中深くにセンサを埋設するのではないため設置も容易である。土質調査のためのボーリング孔を利用し、泥水で自立させてやればパイプ等の付属品も不要である。調査孔はワイヤーとおもりが入るスペースで良く通常のボーリング径($\phi 90\text{mm}$ 以内)で十分である。

構造は単純で、ワイヤーを引っ張るとプーリー(16)を介してリール(8)がまわり、シャフト(7)によって回転型ポテンシオメータ(10)が回転し、その回転角から変形量が得られる。この図からわかるようにワイヤーが引っ張られることは

地表面が隆起することを意味し、沈下する時はワイヤーが逆にたわむことになる。そのたわみを巻きとるために特にコンストン(10)を用いている。コンストンは定荷重バネと呼ばれ、自動的にドラムに巻き戻る機能をもつ。ポテンシオメータで得られたデータは端子台(11)を通して電気信号として伝送される。

メカニズムから考えて回転型ポテンシオメータが検出用センサとして最適であり、ひずみゲージタイプのように入力電圧に対してかなり小さな電圧しか出ないということもなくアンプが不要であるメリットもある。計器の寸法は図-13.2.1に示される通り、平面で150mm×188mm、高さ143mmと比較的小さくしており、この上に盛土を盛り立てても施工の邪魔にならない。そのためリールも1周300mmのものを使い、最大沈下量3mを計測するのに10回転必要となる。この理由からポテンシオメータとして、コパル社製の360°10回転型M22S10を選んだ。本沈下計の性能を表-13.2.2に示す。この表からわかるように精度が0.2%FS(Full Scale)であるから3mの沈下を測定することを対象とすれば6mm(=3m×0.002)の誤差範囲となる。盛土工事などの比較的変形量の大きいものを対象として本沈下計の設計を行ったが、最大沈下量(変形)をいくらに設定するかでシールド工事など変形がかなり小さなものにも基本的に使用可能である。重量も0.14 tf/m²と軽量で計測器の自重が沈下に影響を与えることはない。

防水性に関しては、大量生産時にカバー(2)の型起こしを行うので基本的にカバーとベース(1)との間、ワイヤーが出入りするワイヤーガイド(13)及び端子部について対策を考えれば良い。ワイヤーガイドではOリングのパッキングを行い、それ以外はグリース材を塗れば問題ないを考える。

表-13.2.3に部品番号とその材料・材質を示す。

表-13.2.1 沈下計価格比較表 (昭和62年9月現在)

メーカ	製品名	形式	価格(円)
A 社	BJ-200DS	変位計	20万
B 社	ESD7110	連続沈下計 (ロッド代含まず)	11万
C 社	—	精密連通管式沈下計 (チューブ代含まず)	15万
D 社	SD-30A	地中変位計	19万3千

表-13.2.2 地表面沈下計性能

項目	性能
変換方式	摺動変換
測定範囲	最大3m
非直線性	±0.2%FS
使用温度範囲	-40～+85℃
絶縁抵抗	10MΩ
重量	約3.0kg

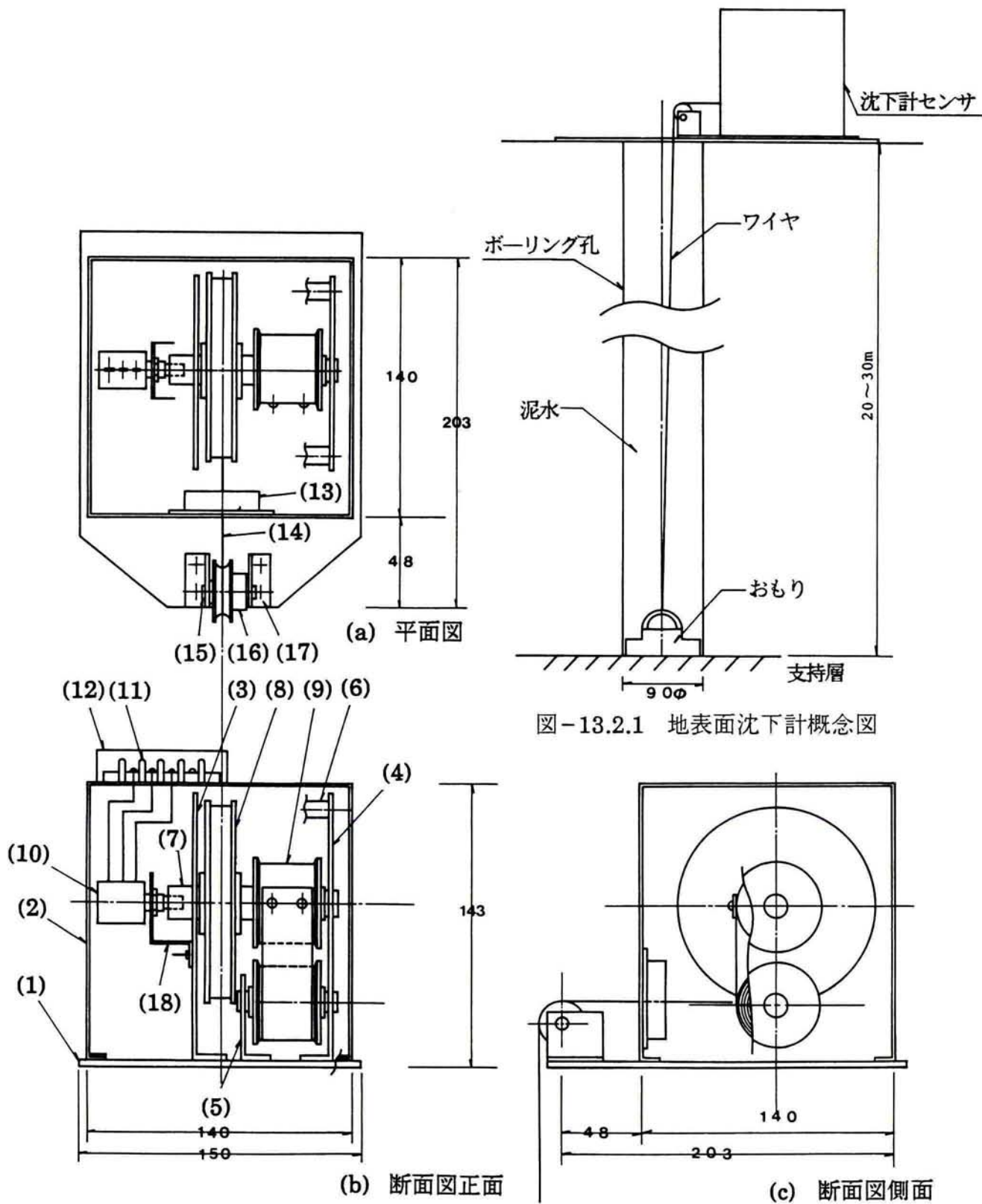


図-13.2.2 地表面沈下計設計図

表-13.2.3 地表面沈下計部品表

No.	部品名称	材質	数量
(1)	ベース	鋼板	1
(2)	カバー	鋼板	1
(3)	フレームA	鋼板	1
(4)	フレームB	鋼板	1
(5)	サブフレーム	鋼板	1
(6)	支柱	黄銅	2
(7)	シャット	ステンレス	1
(8)	リール	樹脂	1
(9)	コンストン	N型コンストン	1
(10)	ポテンショメータ	M22S10	1
(11)	端子台		1
(12)	端子台カバー	鋼板	1
(13)	ワイヤーガイド	鉄	1
(14)	ワイヤー	ステンレス	1
(15)	プーリーショット	ステンレス	1
(16)	プーリー	黄銅	1
(17)	プーリーアングル	鋼板	2
(18)	アングルフレーム	鋼板	1

13-3 その他の計測器の構想

13-3-1 層別沈下計

層別沈下を測る場合、比較的一般に用いられる既存の方法は沈下板による方法と支持層で不動点をとった管の中に検出器を挿入する方法とがある。後者にはクロスアーム形の鋼管と少し太めで継ぎ目の役割をもつ鋼管を交互に組合せ、挿入した検出器の爪が径の小さいクロスアーム形鋼管の位置を求めるクロスアーム形層別沈下計と、塩化ビニル管の外側に自由に上下できる鋼製の円板をとりつけ、円板のところで検出器から発生する磁束が変化することによって、その位置を測る電磁誘導式層別沈下計がある〔都(1975)〕。

ここでは新たに自動測定可能な層別沈下計として 13-2-2 の地表面沈下計を応用した構想について述べる。基本的にはこの層別沈下計があれば地表面沈下計も包括することができる。図-13.3.1 にその概念図を示す。センサ部は全く同じで 1つのボーリング孔に数本のワイヤーをたらし各層でアンカー (37) により止め、地表面との相対沈下を求める。アンカーの設置は、所定深さのところ図-13.3.1 に示すアンカ設定アーム (38) を押すことにより図-13.3.1 (c) に示すように挿入時にはアンカーが立っていたがフレーム (35) が動き、クロス状にボーリング孔に突きささる形式のものをを用いる。表-13.3.1 に表-13.2.3 の部品表に加えて必要な部品を示す。

13-3-2 地表面水平変位計

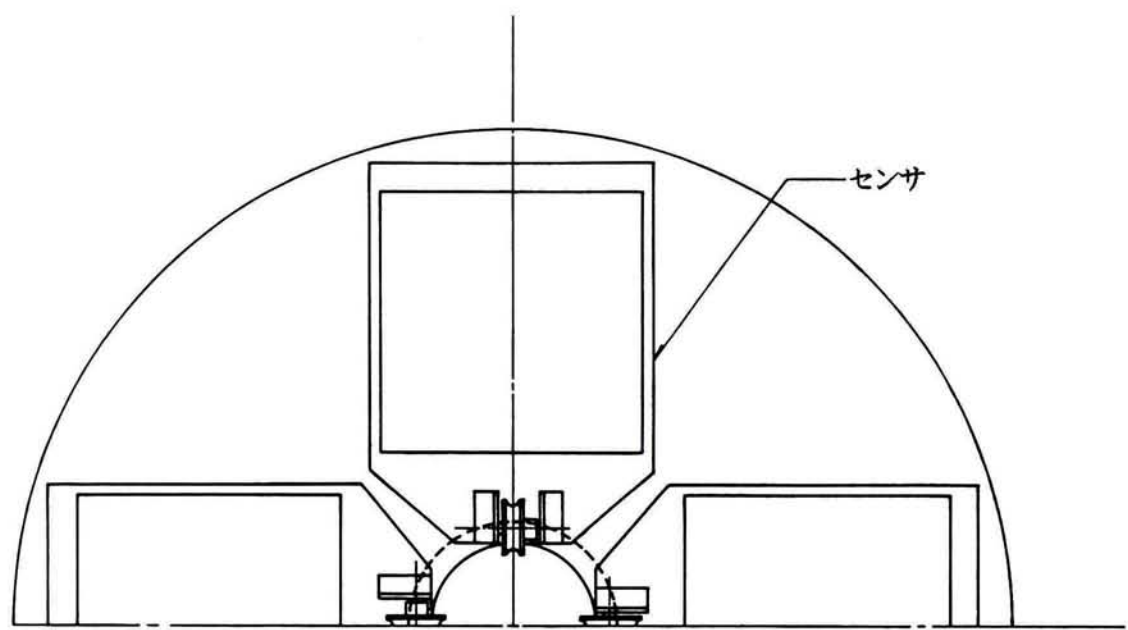
既存の地表面水平変位計として一般的なものは手動式のものが多く、変位杭を用いた方法、及び挿入式傾斜計をガイドパイプに挿入して側方変形を得る方法があげられる。他に自動記録する装置として、地表面上の2本の杭の間にアンバー線を張り、相対変位が生じると記録ドラムが回転し自動的にペン記入を行う地表面伸縮計等がある〔都(1975)〕。

ここでは、13-2-2 の地表面沈下計の応用として、図-13.3.2 に示すように地表面上に水平に設置する方法をとる。基本的には層別沈下計と同じ考えでセンサ部を一ヶ所に集め、そこからワイヤーをひき、杭を打ちその間の相対変位を得

る。一ヶ所不動点があれば、その他の相対変位からすべての絶対変位量が分かる。ポテンシオメータを使った類似のものとして、藤井・高野・坂田(1986)による方法がある。3m 間隔に杭を並べ水平と斜めにインバー線を張り端部におもりをつけ、3辺測量の要領で各杭の2個のポテンシオメータから水平変位及び鉛直変位を測定するものである。ここで提案する方法はセンサ部を一ヶ所に集め、できるだけ施工の邪魔にならないようにすると共に地表面沈下計と同一の検出器を用いることによる精度の統一性と大量生産時のコストダウンを狙った。

表-13.3.1 層別沈下計部品表

No.	部品名称	材質	数量
(31)	ワイヤー (その他)	ステンレス	1
(32)	おもり	鉄	1
(33)	ワイヤー	ステンレス	1
(34)	アンカーフレーム (固定)	鋼板	1
(35)	アンカーフレーム (移動)	鋼板	1
(36)	フレームシャフト	鉄	4
(37)	アンカー	鋼板	8
(38)	アンカー設定アーム	鉄	1



(a) 平面図

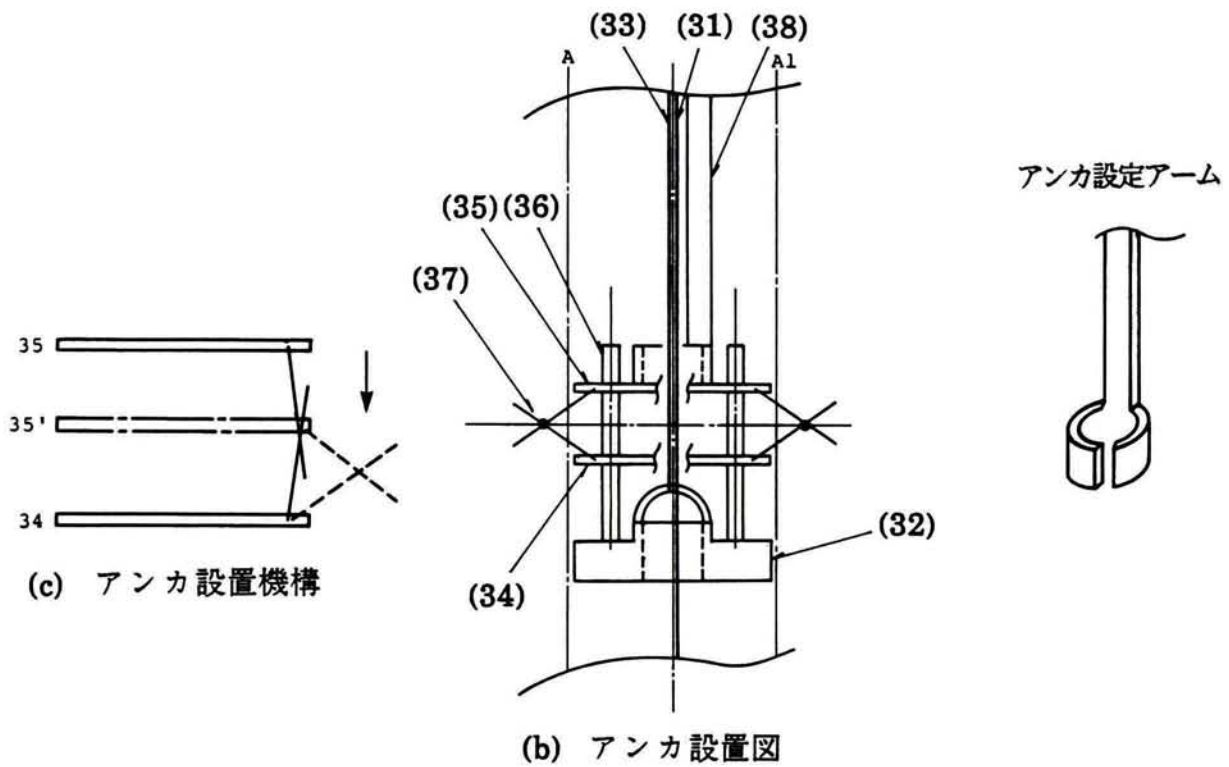


図-13.3.1 層別沈下計構想図

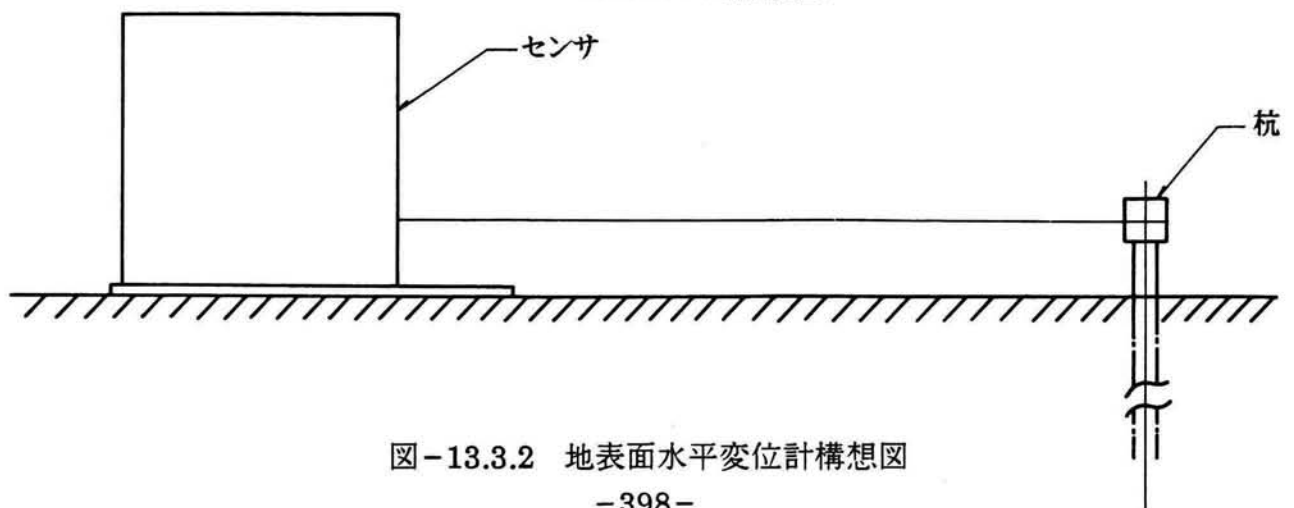


図-13.3.2 地表面水平変位計構想図

13-4 コスト

従来市販されている計測器の販売価格は、製造価格以外に開発費、諸経費及び利益が含まれており、通常販売価格の $1/3 \sim 1/4$ が製造価格と考えられる。すなわち、市販の最も安価な地表面沈下計の価格を15万円として、最低でも3万7千円が製造価格としてかかっていることになる。

これに対して、13-2-2の地表面沈下計は、手作りで5個製作した場合1個8万円、大量生産(1万個以上)を想定した場合7,400円となり、従来のものより約 $1/3 \sim 1/4$ の低コストで製作可能である。本章では設計のみであるが、実際の大量生産時コスト見積りは、機能テストのため比較的しっかりした試作品から始め、数回の試作品テストを行ない要求される機能に支障のないようにコストダウンを図っていくのが通常の方法で、ここで表示したコストからいくらかの増減はある。大量生産時のコスト内訳を表-13.4.1に示す。層別沈下計及び地表面水平変位計の場合でもアンカー及び杭などの比較的安価な材料費がこれに加わるだけと考えてよい。

上に述べたコストではまだ目標価格5,000~6,000円に及ばないが、現状よりも、かなりコストダウンが期待できる。さらに、沈下計は個数としてそれ程大量に使用するものではないので総額150万円程度の予算内に納まることも充分可能である。

表－13.4.1 地表面沈下計コスト内訳

項 目		コスト(円)
1.部品材料費		7,600
内 訳	ポテンシヨメータ	2,000
	型枠	1,200
	その他	4,400
2.製作調整費		1,800
計		9,400

参考文献

- (1) 菅原紀明(1983)：「講座 土を測る－現場計測と施工管理－2. 計測機器の手法」、土と基礎、Vol.31、No.11
- (2) 塩田健(1983)：「新しいトランスデューサ」、計測技術、No.2、pp91～99、日本工業出版
- (3) 藤井義文、高野尚人、坂口修司(1986)：「パソコンによる地表面変位計測システムについて」、第21回土質工学研究発表会、pp85～86
- (4) 都淳一(1975)：「土木計測 理論と応用」、鹿島出版会

第14章 測定器のシステム設計

14-1 概説

本章では、感圧導電ゴムを用いた土圧計、間隙水圧計、及びポテンシオメータを用いた沈下計、地表面水平変位計をセンサ群とした測定器のシステム設計を行う。ここでいう測定器とは、センサから電気信号を入力して表示したり、針の動きで示すなど結局コンピュータにつなぐことができる中間的な装置までを一括して呼ぶ[土質工学会(1986)]。もちろん、第2編 8-2 で検討した自動もしくは半自動で目標価格 30~40 万円を充足するものである。

14-2仕様

パソコン、マイコンがかなり普及してきているが、まだ全ての現場で保有するにまでは至っていないことや、大規模土工事になれば事務所に設置されているマイクロコンピュータまでの距離が非常に長くなることによるケーブル代低減やノイズ混入を避けるために、直接パソコンやマイコンに接続するのではなく、データを測定器からカセットテープ等の別の形で出力し、パソコン、マイコンに入力できる形を基本とした。システム設計に当たって設定した基本的仕様は次の通りである。

(a) 計測点数最大100点

(b) 供給電源AC100V、事故時の補助用として自動車用バッテリーDC12Vを使用

(c) 総合精度 $\pm 1\%$ FS (Full Scale)

(d) 内部記憶容量は計測頻度2回/日で10日間の容量とする

(e) 出力形式はプリンタ及びカセットテープとする

(a) の計測点数については最適計測位置検討プログラム (DEMETER) を用いてできるだけ合理的に決定する必要があるが、過去の平均計測点数100 (第2編 8-2) を設定した。

(b) は作業所から電源が得られることを期待できるので、基本的には供給電源AC100Vとし、補助電源として自動車用バッテリー (DC 12V) が使用できるようにする。また停電時にはデータがプロテクトできるものとする。

(c) の精度の考え方には、2通りある。1つはここで採用したタイプで最大入力に対して誤差が規定されるものである。すなわち、 $\pm 1\%$ Full Scale の意味は、例えばセンサからの最大入力を 5V と設定すれば、最大値の 5V が入力されると記録値としては $5V \pm 0.05V$ となり、入力信号が 1V の場合には記録値が $1 \pm 0.05V$ となるものである。これに対して全ての入力信号に対して各々 $\pm 1\%$ の精度とする方法もある。精度的にはこの方法が望ましいわけであるがコストがかなり高くなり土木計測用には通常に用いられない。既存のデータログでも $\pm 1\%$ Full Scale

タイプがよく用いられている。ここでは土構造物を対象としているので $\pm 1\%$ FSで精度的には十分であると考ええる。

(d) の内部記憶容量については、基本的には計測データを情報施工へ反映させるために、できるだけ頻度高く現場もしくは営業所のパソコンに移入してやりさえすれば、後はコンピュータネットワークを利用することになるので短期間記憶できる容量のもので良い。ここでは計測頻度2回/日で10日間保存可能なように設定する。

(e) の出力形式は、外部記憶装置としてカセットテープを採用した。ただしRS-232Cのインタフェースを通してパソコンに直接接続することも可能とした。この他の方法としてフロッピーディスクを用いる方法も考えられるが、I/O回路としてのフロッピーディスクドライブが高くつくのでカセットテープを採用した。さらに、データ計測後すぐに物理量としてプリンタ出力し、異状発見が可能なようにした。物理量変換のためのソフトは、パソコンで開発を行い、RS-232Cのインタフェースを介して測定器に実行命令を記憶させることができる。現場での各計測器に対する補正係数もテンキーによって打ち込むことができる。

(f) 敷設ケーブル長は盛土造成工事のように広域な現場を考えて500mを想定した。これはあくまでケーブル費用の低減とノイズ混入の可能性をできるだけ少なくすることを考えて決定したもので、電圧低下に関してはケーブルの長さは問題にならない。すなわち、電圧低下は補正係数を設定することにより補正できる。補正係数は現場にケーブルを敷設した初期に電圧低下の勾配を求め、テンキーで各計測器ごとに打ち込んでおけば良い。ケーブルを使わない方法として電波でデータを受け渡しする方法があるが[例えば浅野(1985)]電波法で微弱な電波しか使用できずノイズが多量に混入し、現時点ではあまり有効でない。

その他、使用条件は測定器に用いるIC(集積回路)に依存しており、従来の測定器と同様、温度 $-5^{\circ}\text{C}\sim 40^{\circ}\text{C}$ 、湿度 $0\sim 80\%$ とし、埃や海風などから守るために計測小屋あるいは百葉箱のようなものの中に置くこととする。

従来の測定器としては指示計とデータログの2形式が一般的である。指示計は記憶装置をもたないため自動計測が不可能で、この点がデータログと大きく異なる。

る。本システムと既存市販データログとの比較を表-14.2.1に示す。本システムの方が土構造物専用ということで精度を不必要に高く追求していないため、計測点数が多くても価格が非常に安価なものとなっている

表-14.2.1 既存データログと本システムとの比較

		既存データログ	本システム
機能	対象センサ	ひずみゲージ ひずみゲージ式変換器	感圧導電ゴム ポテンショメータ
	測定点数	10点	100点
	電源	AC100V	AC100V、DC12V
	精度	±0.1% FS	±1.0% FS
	内部記憶容量	16KB	RAM、ROM 共8KB
	出力形式	プリンタ、表示器	プリンタ、カセットテープ
	重量	約9.8Kg	約2Kg
価格		99万8千円	21万1千5百円

14-3 システム構成及び各部回路設計

14-3-1 システム構成

測定器のシステム構成図を図-14.3.1 に示す。また図-14.3.2 には測定器収納箱の外観図を示している。センサ群として感圧導電ゴムタイプとポテンショメータタイプがあり、それによって部分的に必要な回路が異なる。ここではまず全体の流れを図-14.3.1 に従って説明する。

センサ群の各計測器からのデータはマルチプレクサ(I)で1個ずつ取り込む。データを取り込む時間間隔はあらかじめソフトプログラムを準備しテンキーによって指定する。マルチプレクサ(I)回路は感圧導電ゴムタイプ32個の入力点及びポテンショメータタイプ64個の入力点の計96個の入力点からなる。この回路は8個単位で市販されている部品を用いるので8の倍数で入力点数を増減することは容易に可能である。スイッチとしてアナログスイッチとリレースイッチがあるが、大規模計測を行う上で実用的な(高速である)アナログスイッチを選んだ。計測値としては、各計測器ごとに10回の計測を行いその内最大値と最小値を取り除き、残り8個の平均値を計測値とする。アナログスイッチのデータを取り込むスピード(スキャンスピード)は0.1sec/回であるので、100測点とするとスキャン回数が1000回であるのでデータ取り込みは100秒(1分40秒)で済む。

マルチプレクサ(I)から得られた各データは感圧導電ゴムタイプのセンサなら定電流回路、ポテンショメータタイプのセンサなら+10Vの定電圧回路によって電源が供給される。定電流回路及び定電圧回路はマルチプレクサ(I)回路の後に配置しているので各々1個あれば良い。ここで感圧導電ゴムタイプのセンサに定電流回路を用いる理由は、11-3-2-1 で述べたように感圧導電ゴムの特性として電気抵抗により発熱し易いため、電流量を1mA以下におさえる必要があるためである。感圧導電ゴムの抵抗値を最大30k Ω までとした。センサ製作時に個々のセンサの初期抵抗値が異なるため測定範囲を広げる意味で最大抵抗値をできるだけ大きくするのが望ましいが、通常用いられる回路の最大供給電圧 30V に対応する30K Ω が限界値である。ポテンショメータタイプ用の定電圧回路は一般的なもので、定電流回路よりも回路自体は簡単である。定電圧の値はどのような値で

も良いが例えば余り高電圧とすると、人体への影響もあり、ここでは通常よく使われる +10V を設定した。

感圧導電ゴムタイプに関しては、さらに逆対数変換回路を採用した。これは感圧導電ゴムの圧力-抵抗値関係の非線形性を線形化するもので、データの扱いがソフトで処理し易くするためである。ただし、RS-232C を介して直接パソコンにデータを取り込むことが可能な環境なら、全ての演算処理はこのパソコンで行う方が効率的であるので、この逆対数回路は不要である。

すべてのセンサ群のデータはマルチプレクサ(II)に接続され1本の流れとなる。ノイズ対策としては、ローパスフィルター回路を A/D 変換回路の前に入れ、10Hz 以上を除去する。

A/D 変換回路は第2編 8-3で述べたように二重積分方式を用いる。変換速度は 10msec であり十分実用的である。A/D 変換回路を介してデジタル量となったデータは、ザイログ社 Z80A の中央処理装置 CPU (Central Processing Unit) から RAM (Random Access Memory) に書き込まれる。ソフトプログラムは読み出し専用メモリ ROM (Read Only Memory) に記憶される。

CPU は内部クロックをもっていて、そのクロックパルスに従い動作するのでクロックパルスが速いものほど CPU の演算速度も速くなる。Z80A は 8 ビットで 4MHz (4×10^6 サイクル/秒) の速さを有する。

RAM、ROM 共 8KB のものを用いる。これは 100 測点として 1 日 2 回計測すると 40 日間の記憶容量に当たる。実際には補正係数等のデータも書き込まれるので 10 日間のデータ保存の仕様としている。

CPU とテンキー、カセット等の外部との接続は I/O インタフェース IC (8255) を用いる。電源は、AC100V を基準にヒューズ付ノイズフィルタを介しブリッジ整流器によって交流から直流への整流を行う。補助として自動車用バッテリーに DC-AC インバータを接続した。センサ用以外に CPU 及び I/O のロジック IC 用に +5V 定電圧回路、A/D 変換回路及び逆対数変換回路のアナログ IC 用に $\pm 15V$ 定電圧回路を用いて電源を供給する。

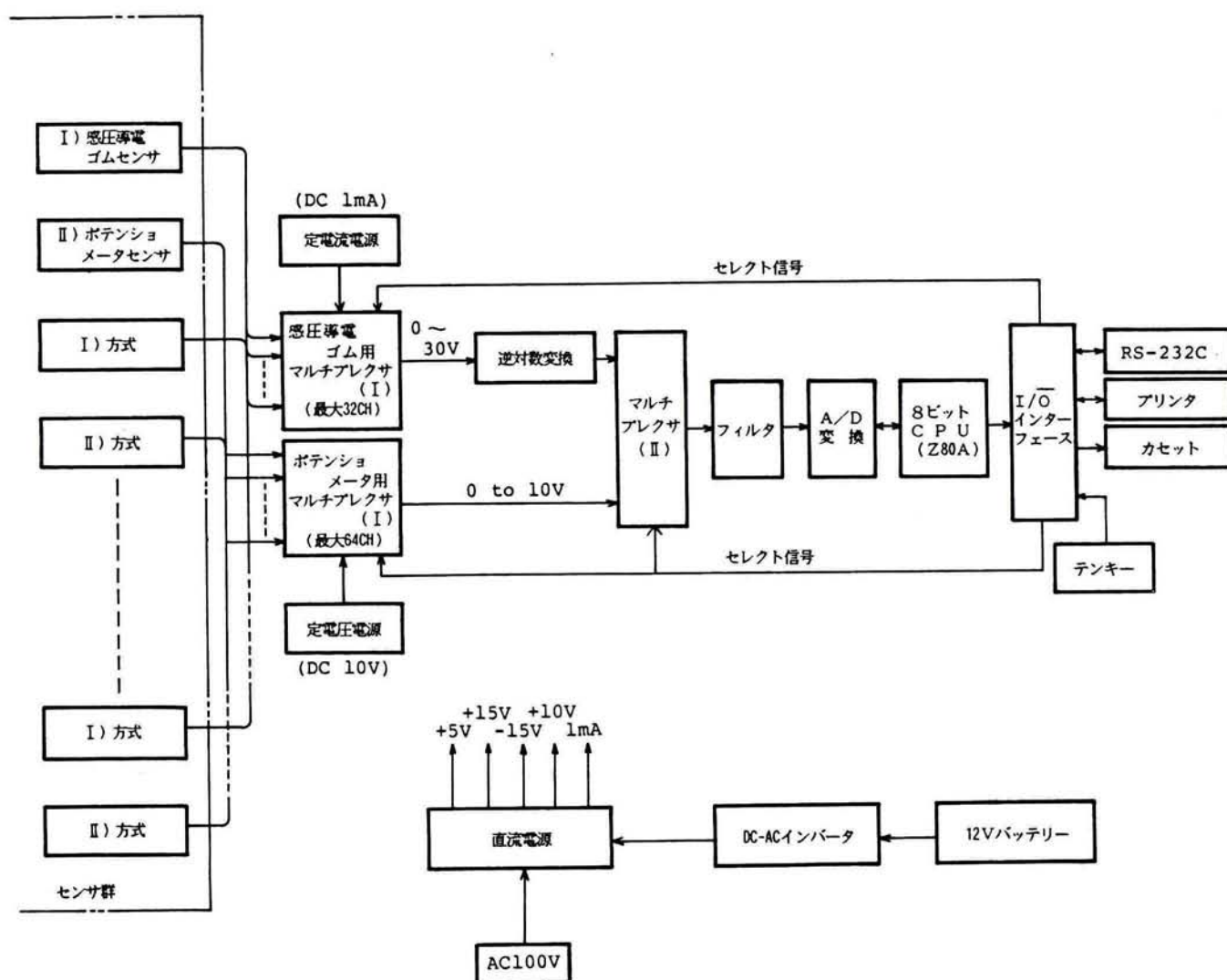


図-14.3.1 記録器システム

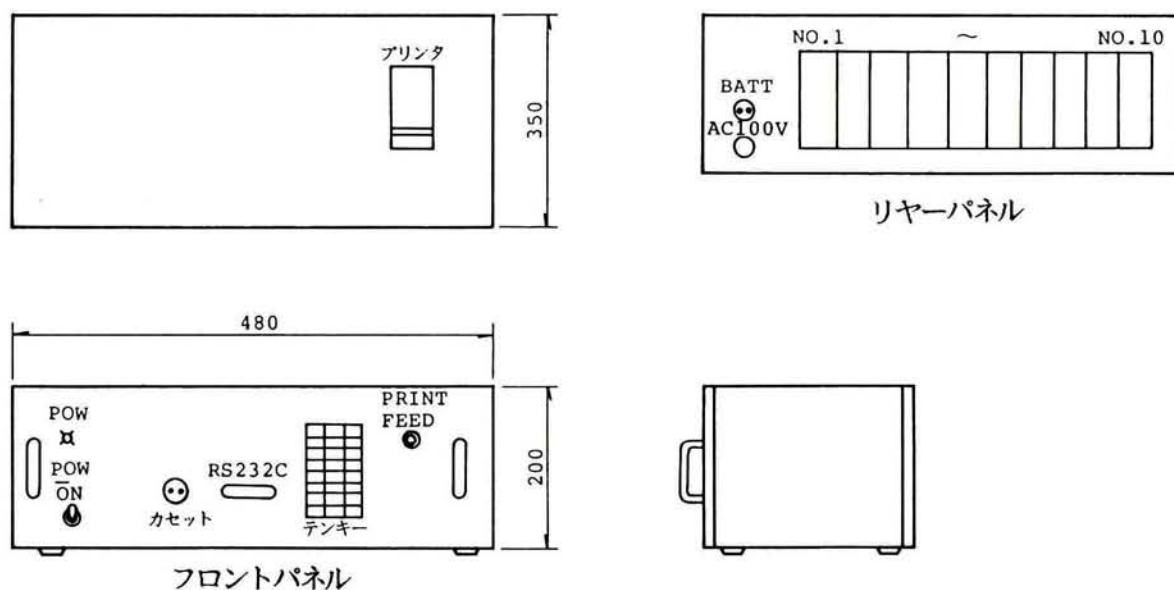


図-14.3.2 収納箱

測定器の誤差は最終的にはアナログ用 IC の誤差に依存する。今、逆対数変換回路の誤差が 0.5%、フィルター回路の誤差が 0.1% であるので、それらの2乗和の平方根が測定器の誤差となり、0.51% FS で±1% の仕様を満足する。

なお、停電時のメモリ保存は RAM、ROM が所有する電池で行われるものとしている。

14-3-2 各回路の設計

14-3-2-1 電源回路

各回路の供給電源として、ロジック IC 用に+5V 定電圧回路、アナログ IC 用に±15V 定電圧回路、ポテンショメータセンサ用に+10V 定電圧回路それに感圧導電ゴムセンサ用に1mA 定電流回路をそれぞれ必要とする。もともとの供給電源は交流100V を基本とし、補助用に自動車用バッテリー直流12V が使えるよう考慮している。電源回路図を図-14.3.3 に示す。

交流100V を電源とする場合、送電線の変圧器から生じるノイズを除去するためヒューズ付ノイズフィルタを用い、スナップスイッチによって電源のオン・オフを行う。交流100V を各回路の供給電源に合わせるためトランスで電圧を下げる。アナログ IC 用とポテンショメータセンサ用に対しては1つのトランスで電圧低下が可能で18V に変換している。

ロジック IC では+5V の定電圧を必要とするので、まずトランスで+10V の交流に電圧を下げブリッジ整流器を通して直流に変換し、さらにDC5V 安定化電源ユニットによって直流+5V の定電圧を与える。トランスで+10V の交流とする理由は、+5V の直流を得るときのロスを考えて少し大きめの値をとる必要からである。この考えは他のトランスでも同様である。

自動車用バッテリーを電源とする場合は、DC-ACインバータを介してそれぞれ AC100V の場合と同様所定の交流電圧を得る。直流の電圧は下げることができても上げることができないためインバータによって交流に変換してから電圧を上げている。

図-14.3.3 の7815及び7915は、それぞれ+15V、-15V を作る IC を意味している。

電解コンデンサは交流から直流への変換時に生じるリップル(交流の両振りの波形が直流の片振りの波形になっているため直線性が得られていない現象)を直線化するためのもので、図中の数字は上が容量の μF (マイクロファラッド)、下が電圧のV(ボルト)を意味している。

ポテンショメータセンサ用定電圧回路では、電流のロスから2SB435のトランジスタで電流容量を増加させ、定電圧を作る IC 723によって+10V の直流を得る。ここで抵抗値の単位は Ω (オーム)で電力については記入がなければ1/4 W(ワット)である。コンデンサの容量の単位PはPF(ピコファラッド: 10^{-12} ファラッド)である。723の回りに付している数字はピン番号を意味する。

感圧導電ゴムセンサ用定電流回路では、2つのトランスを持っている。1つはIC7806で1mAを得るのに必要な6Vの補助電圧とオペアンプ741に供給する電圧12Vを作るために存在している。オペアンプ741に必要な12Vの供給電源は整流ダイオードと定電圧ダイオードRD12を通して得られる。もう一つは30V定電流回路に必要な40Vを作るために配置した。

一方、ブリッジ整流器で得られた直流を2SD1815のトランジスタによって1mAとし、オペアンプ、抵抗、可変抵抗を用いて1mAに安定化させている。なお、記号、各部の説明は関口、木藤、斧原(1985)に詳述されているのでここでは省略する。

14-3-2-2 マルチプレクサ回路

マルチプレクサ回路(1)を図-14.3.4に示す。図-14.3.4(a)は感圧導電ゴムセンサ用で、I/O インタフェース8255の入力信号PA0~PA2の3つによって $2^3=8$ つのスイッチがセレクトされ、同時にPA3とPA4並びに論理ゲートIC(NORゲートLS02及びNOTゲートLS04)の組み合わせによって4チャンネルの内の1つが選ばれることにより、スイッチを機能させている。さらにDG201によって通常オープンになっているチャンネルのスイッチを接続させることができる。

図-14.3.4(b)、(c)のポテンショメータセンサ用に対しても同じである。

図-14.3.5 のマルチプレクサ回路(II)は、感圧導電ゴムセンサとポテンショメータセンサのいずれかを選択するもので入力信号PC0 及びPC1 を用い、論理ゲートバッファによって選択がなされる。

14-3-2-3 逆対数変換回路

図-14.3.5 に示すように逆対数変換 IC LOG-6011 を用い、ピン番号5、7 に供給電源、ピン番号3にリップルの微調整のための基準電圧を接続する。

14-3-2-4 マルチプレクサコントロール回路

14-3-2-2 で述べたマルチプレクサ回路(I)及び(II)をコントロールするのが図-14.3.6 に示される入出力インタフェース8255 を中心とした回路である。入力信号CS はチップセレクト信号でインタフェース8255 がCS688 のコンパレータ IC (2つの異なった入力信号の大小関係を比較判定する回路) から、チップセレクト信号を受け作動する。

14-3-2-5 フィルタ回路

フィルタ回路は図-14.3.5 に示している。コンデンサと抵抗の組合せによりフィルタをかける周波数の値(10Hz以上)が設定される。TL081 のオペアンプは電流を増幅するためのものである。

14-3-2-6 A/D 変換回路

図-14.3.7 にA/D 変換回路図を示す。二重積分方式の A/D 変換 IC L7135 の INHIでの端子を介してフィルタ回路からのアナログ信号を入力する。入力されたアナログ信号は一定時間積分され、デジタル量(誤差 1/1000)として出力し、LS373 で一時記憶された後 CPU のメモリに収納される。

14-3-2-7 CPU 回路

CPU 本体はザイログ社の Z80A (8ビット4MHz) を使用することは14-3-1で既に述べたが、4MHz のクロック周波数に同期させてすべての動作(メモリ内容の

読み出し、外部データの書き込み等)を行う。この基準周波数を発生させているのが、図-14.3.8のXCO 8MHzのICである。これをLS 74のICにおいて周波数を半分の4MHzに分周してCPU本体に与える。これがCLOCK信号である。

CPU本体に電源を供給するとき、CPUを初期化(零番地からスタート)する必要があるが、これを制御するためにIC TL7705によって作られるRESET信号を設定している。また、供給電源が低下するとCPUが暴走する可能性があるのもので、この場合もCPU本体を初期化するためのRESET信号をTL 7705で発生させる。本回路では4.6V以下で作動するように設定している。

CPUのアドレス空間には、メモリ空間とI/O空間とがあり、メモリ空間の番地指定にはA13~A15の3本の信号線を用い、I/O空間の番地指定にはA4~A7の4本の信号線を使用している。MEMRQはメモリ専用のストロブ信号であり、またIOREQはI/O用のストロブ信号でそれぞれWR(書き込み)信号、RD(読み込み)信号と併用して用いる。2個のLS138はそれぞれメモリ用アドレスセクタ、I/O用アドレスセクタである。

記憶装置は2764のROMと6264のRAMで各々8KBである。LS244、LS645はそれぞれアドレス用バッファ、データ用バッファで、バッファとは電流を増幅して回路が長くなっても正常に機能させる役割をもつ。

14-3-2-8 I/O 回路

I/O回路として、テンキー回路、カセットドライブ回路、プリンタドライブ回路及びRS-232C回路がある。

図-14.3.9(a)に示す8255はテンキー回路及びカセットドライブ回路用で、LS244は一方方向バッファ、LS245は二方向バッファでDIRはその方向を意味する。

図-14.3.9(b)に示す8255はプリンタドライブ回路用で、ストロブ信号、コードエラーを示すERROR信号、プリンタの有無を示すPE信号、プリンタのリセットを行うINIT信号、データ受取の可否を示すBUSY信号を持っている。

図-14.3.9(c)はRS-232C回路でシリアル伝送用IC8251及び伝送のスピードを決めるZ80A-CTCを用いる。RS-232Cコネクタの記号の内、SDは送信デー

タ、RD は受信データ、RS は送信要求、DS はデータセットレディ、ER はデータ端末レディ、CD はデータチャンネル受信キャリア検出、SG は信号用接地、そして FG は保守用接地を意味している。

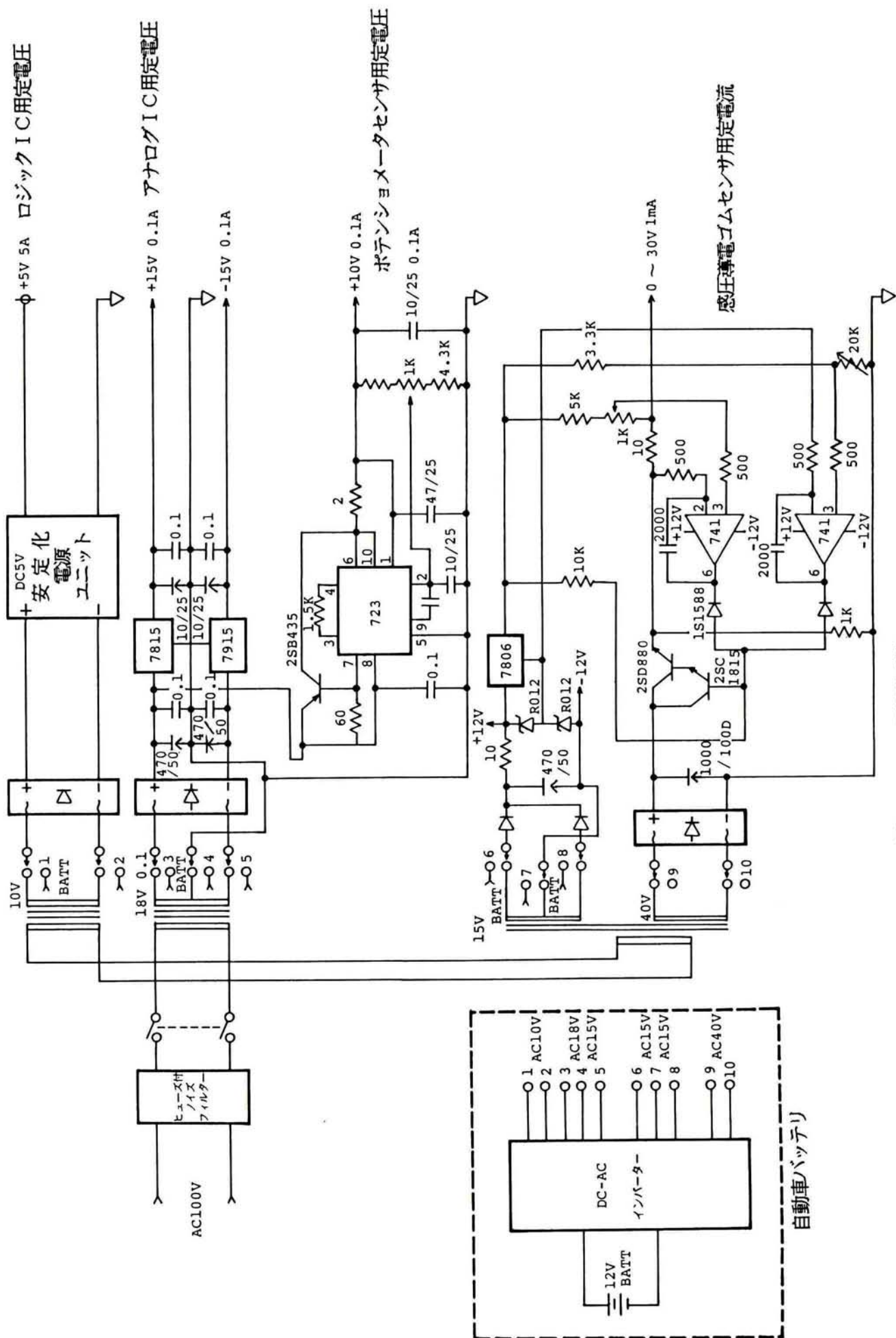


図-14.3.3 電源回路

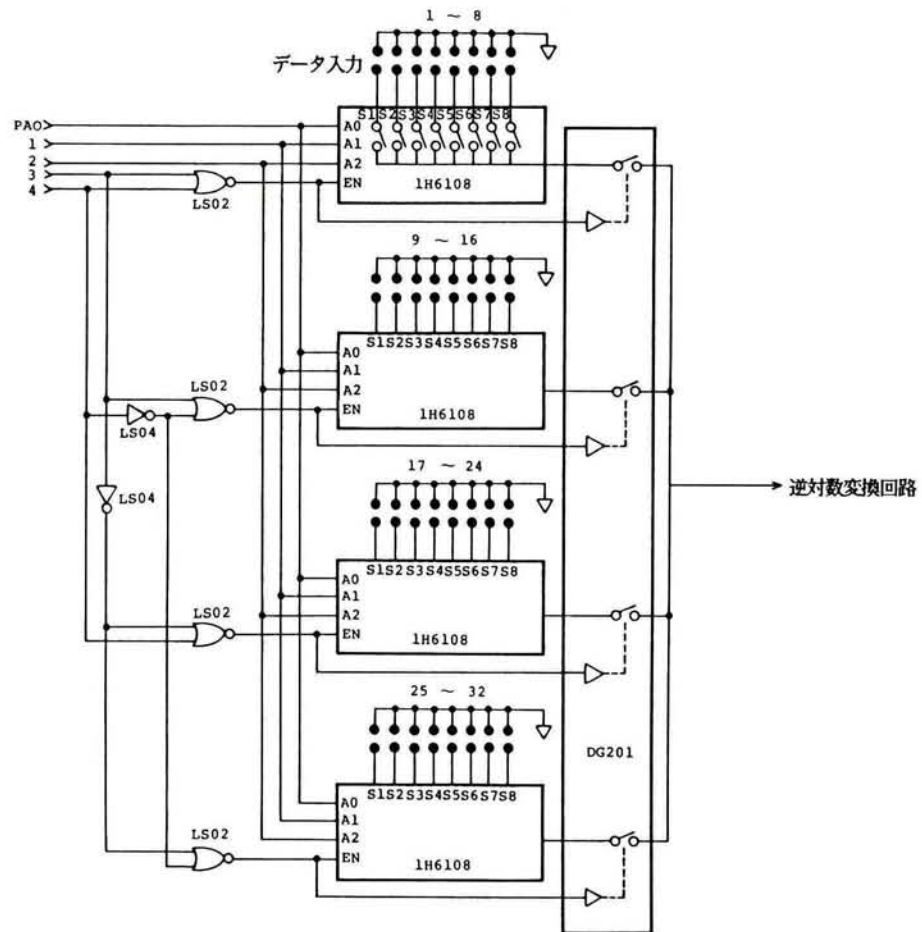


図-14.3.4(a) マルチプレクサ回路(I) 感圧導電ゴムセンサ用

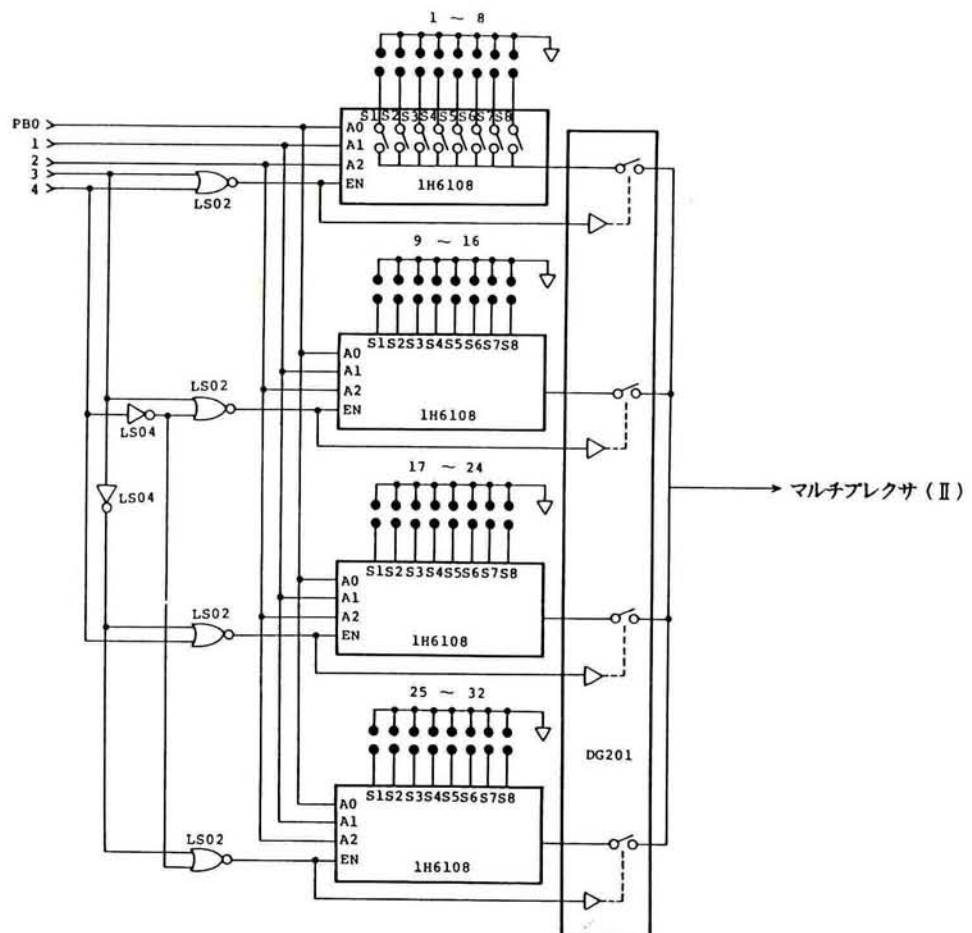


図-14.3.4(b) マルチプレクサ回路(I) ポテンショメータセンサ用(1)

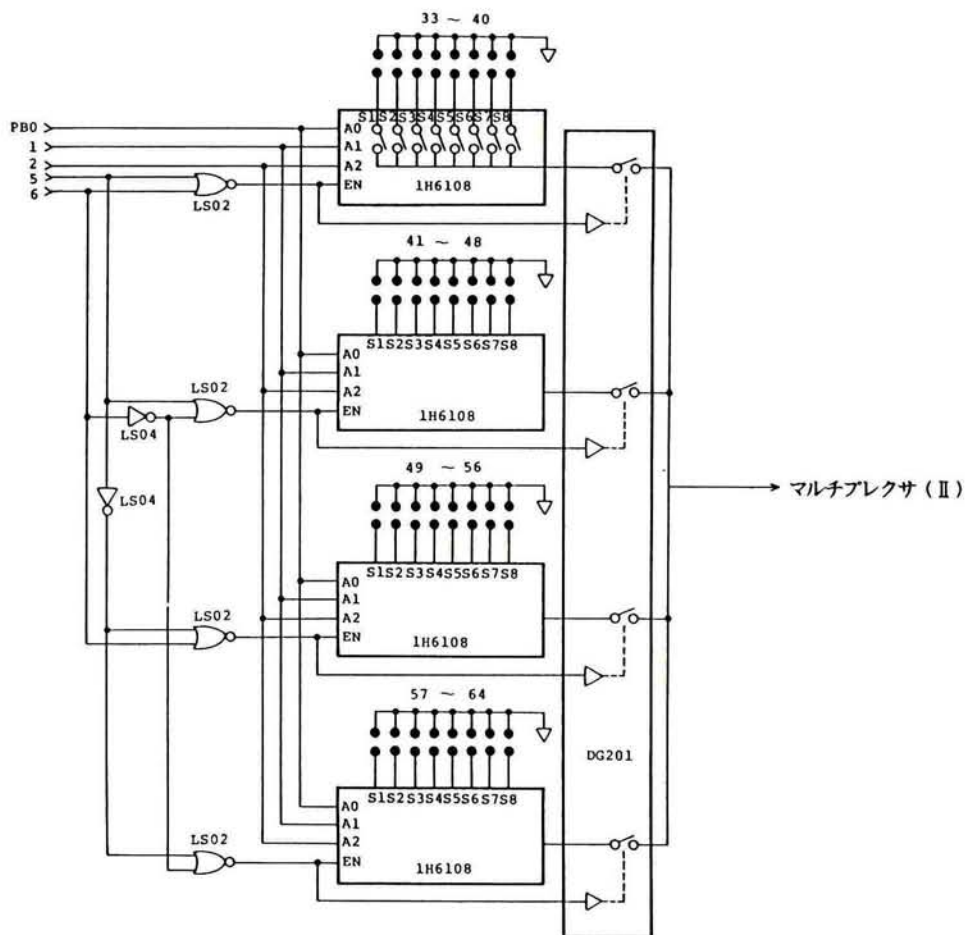


図-14.3.4 (c) マルチプレクサ回路 (I) ポテンシオメータセンサ用 (2)

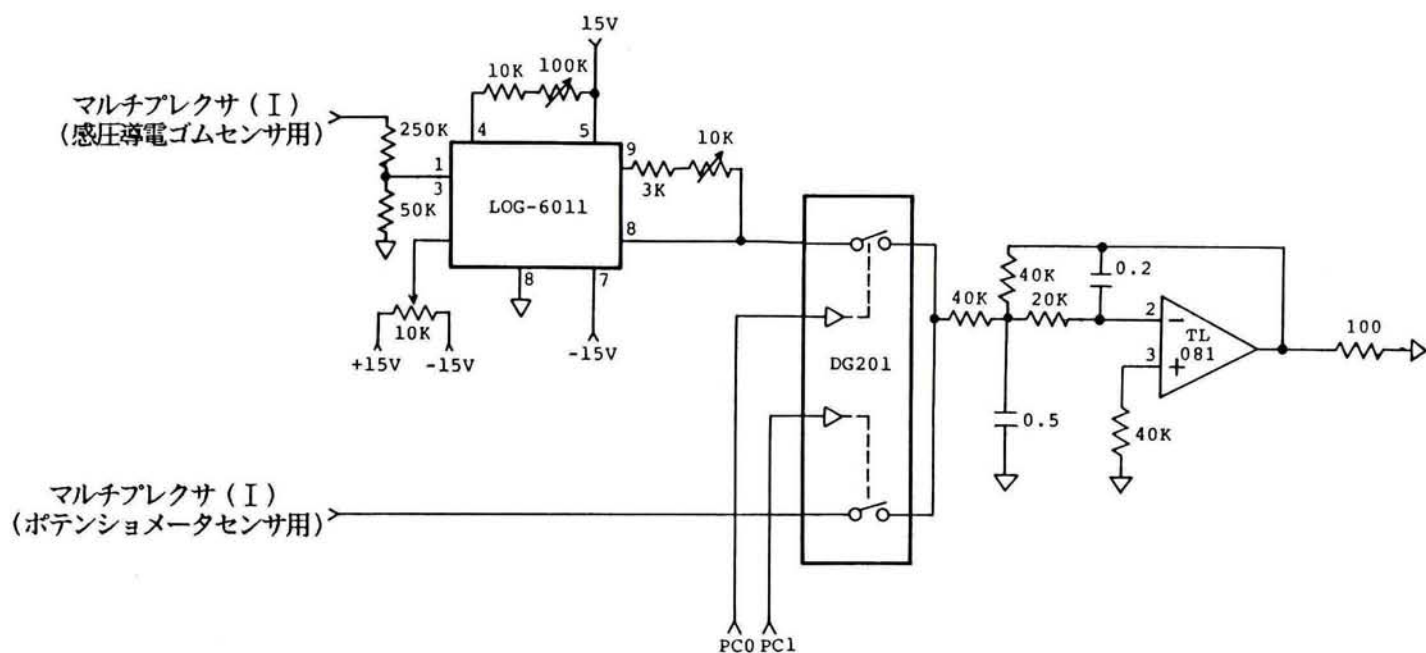


図-14.3.5 逆対数変換、マルチプレクサ (II)、フィルタ回路

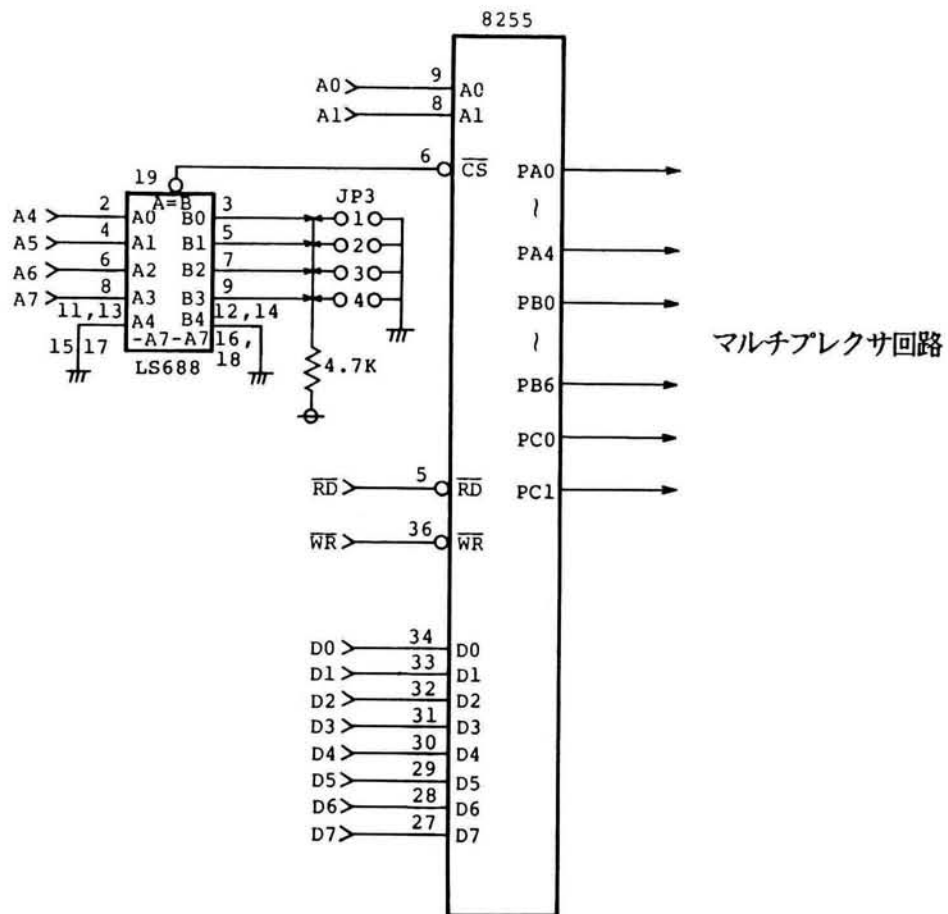


図-14.3.6 マルチプレクサコントロール回路

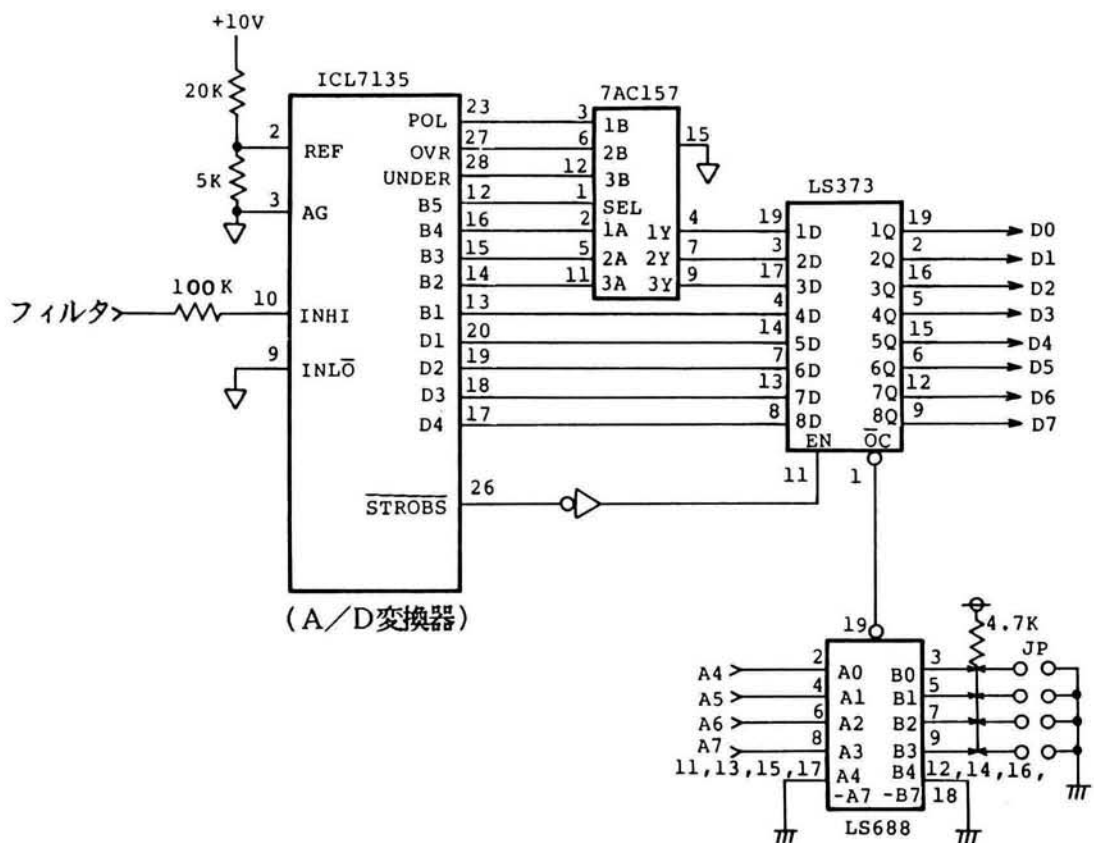


図-14.3.7 A/D 変換回路

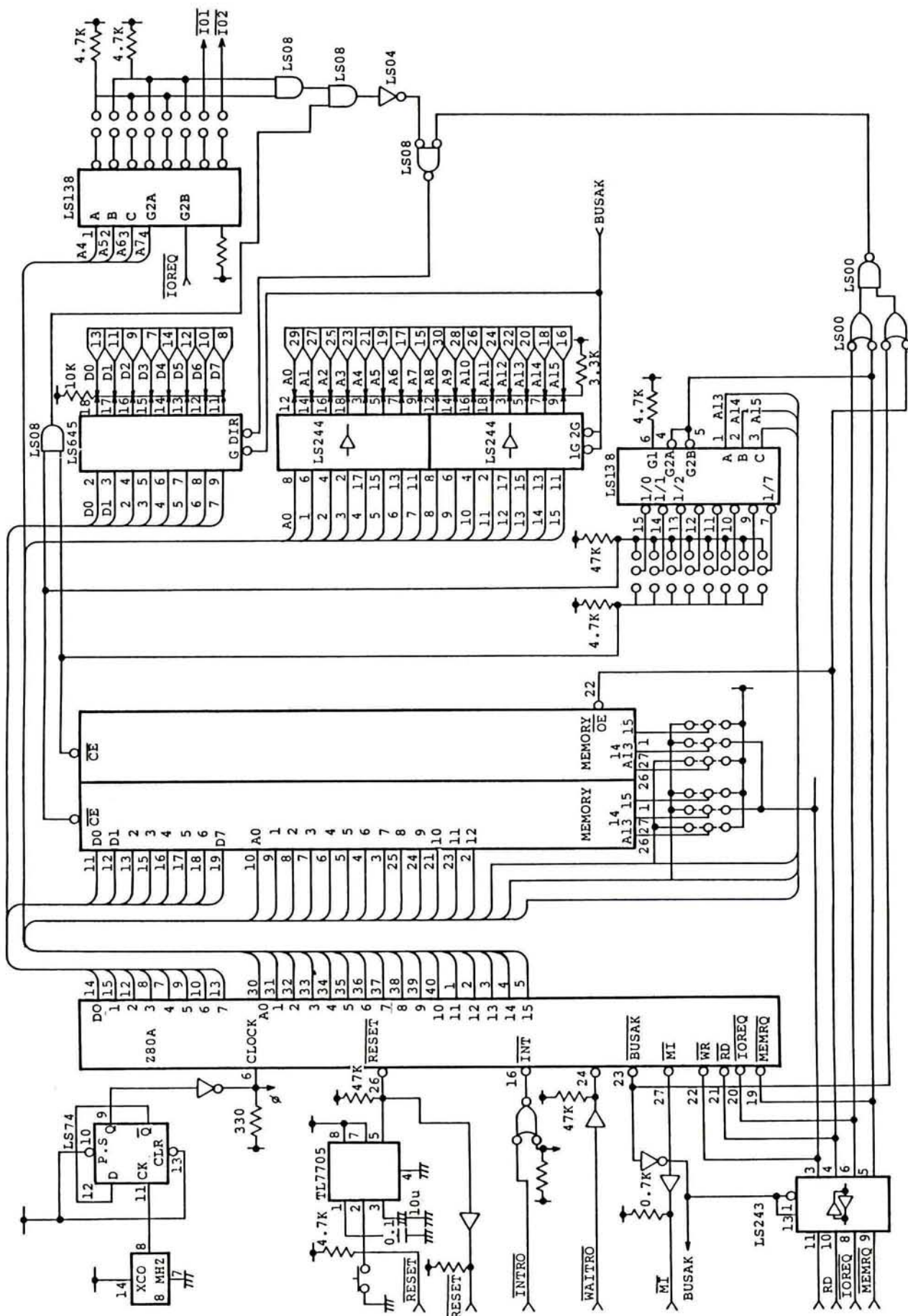


图-14.3.8 CPU 回路

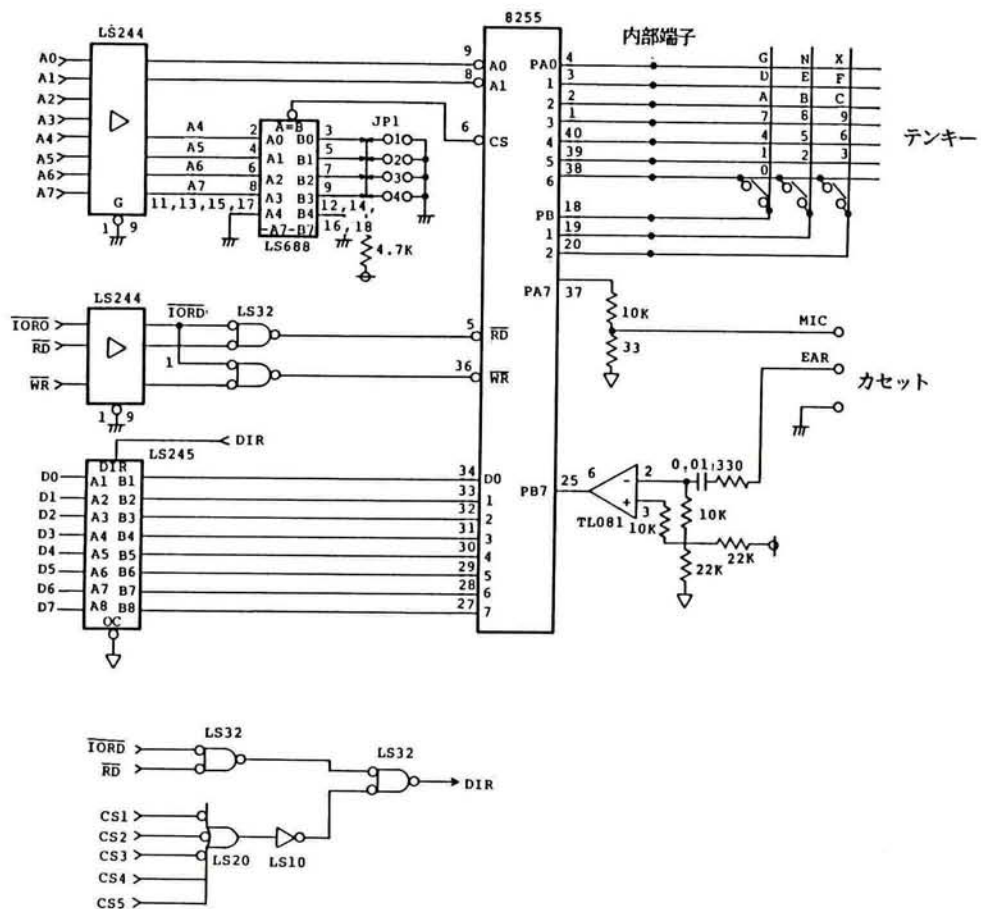


図-14.3.9 (a) I/O 回路(テンキー及びカセットドライブ)

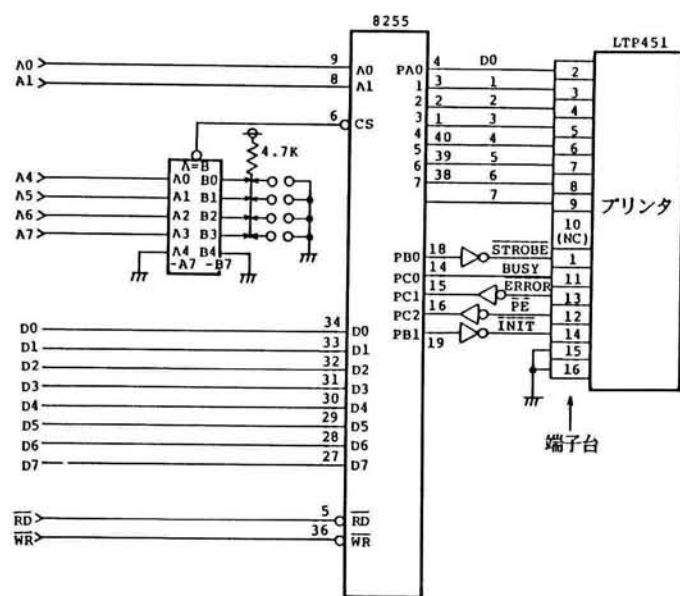


図-14.3.9 (b) I/O 回路(プリンタドライブ)

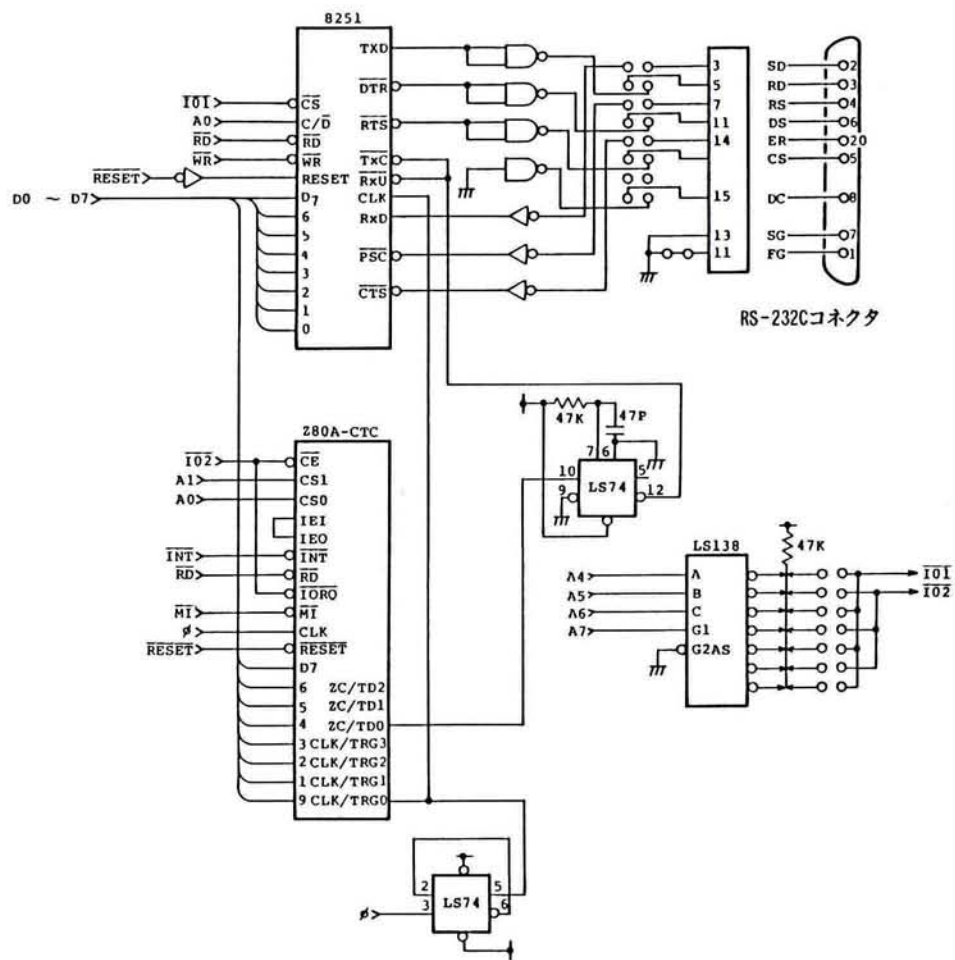


図-14.3.9 (c) I / O 回路(RS-232C)

14-4コスト

コスト内訳(部品・材料費)を表-14.4.1に示す。大量生産時(100台以上)に21万1千5百円で加工費その他を含めても十分目標価格内に収まっている。

部品・材料費の内比較的成本がかかるものはプリンタ、ICを収納するプリント回路基盤、DC-ACインバータである。またICでは逆対数変換ICに比較的成本がかかっている。

表-14.4.1 測定器コスト内訳

項目	コスト (円)
プリント回路基盤	13,500
逆対数変換IC	13,500
その他半導体 IC	49,500
DC-ACインバータ	27,000
トランス	6,300
抵抗器	4,500
コネクタ及び端子部品	4,500
プリンタ	43,000
収納箱	11,700
その他	38,000
計	211,500

参考文献

- (1) 浅野利三郎(1985)：「山留め無線計測システム」、鹿島建設技術年報、
No.130、pp39～40
- (2) 土質工学会編(1986)：「情報化施工とマイコンの利用」、土質工学会
- (3) 関口隆、木藤哲彦、斧原良一(1985)：「計測・制御手作りシステム」、日本工業新聞社

第15章 結論

情報施工を土工事現場に定着させるのに不可欠な安価で人手のかからない計測システムを普及させるために、感圧導電ゴムを用いた土圧計、間隙水圧計を開発する[庄子・太田・吉田・佐藤(1988)]と共にポテンシオメータを用いた沈下計、変位計のシステム設計を行った。さらに計測データのアクイジションシステムを第2編第8章で考察した基本概念に基づいて詳細システム設計を行った。その結果明らかになった事を以下に列記する。

- (1) 感圧導電ゴムをポリプロピレンフィルムを用いて防水被覆加工した土圧計は非常に安価で試作レベルで原価は160円である。
- (2) あらかじめ土圧計に50回以上の繰り返し载荷を与えることにより安定した精度を得ることができる。これは、今後感圧導電ゴムの製造工程に工夫を加えれば、繰り返し载荷を与えることなしに安定した精度を得る可能性があることを意味する。
- (3) 精度にばらつきがあり現時点では初期補正が必要となり、被覆加工を例えば真空パックによる被覆のように一定条件下で行う工夫が今後必要である。
- (4) 感圧導電ゴムを用いた水圧計を利用して、沈下量、変位量を計測するには精度が不足していることから、増幅器が不要であるという利点を有するポテンシオメータを用いた沈下計及び変位計のシステム設計を行った。
- (5) 沈下計は不動点を基盤に求めるため比較的肉厚のガイド管等が必要で、メカニズム的に複雑となり、既存の沈下計と比べて大幅にコストダウンすることは難しいが、システム設計に基づく試算によれば約15,000円となる。
- (6) 8ビット CPU を用いたデータアクイジションシステムのシステム設計を行った。この方式ではCPU、A/D 変換器を主体とするシステムは観測小屋に設置し、観測データが集録されているカセットテープはインタフェースを通してマイコンに移し、コンピュータネットワーク網による処理を行うことになる。

- (7) 当システムによればマイコンを保有しない現場でも、カセットテープを作業所や出張所といった現場を統括する営業所に送り、営業所のパソコンを用いて情報施工を実施することも可能である。当システムは試算によれば全体で300,000円で製作が可能である。

参考文献

- (1) 庄子幹雄、太田秀樹、吉田英信、佐藤真(1988)：「感圧導電ゴムを利用した土圧計及び間隙水圧計の開発と現場への適用」、土木学会論文集、第391号 / VI-8、pp. 74~82

結 言

著者は鹿島建設株式会社に入社して早々数年間現場で施工業務を担当したこともあるが、昭和38年以来およそ四半世紀に亘りコンピュータによる総合建設業の品質向上、業務能力及び安全管理に貢献してきた。昭和38年当時は、まだ集積回路(IC)が米国テキサス・インスツルメンツ社とフェアチャイルド・セミコンダクター社によって別々に発明(昭和33年)されて間もない頃で、現在と比べると演算速度・記憶能力ともに幼稚で、使用言語もFORTRANやCOBOLが発表されて間もない頃であったが、著者は近い将来必ずコンピュータが建設業においても不可欠なものになるであろうと確信していた。時に、その後の日本の驚異的な経済成長に歩調を合わせるかのように、建設業も超高層建築、大規模岩盤空洞内の地下発電所、臨海地区の工場用地・宅地・ゴルフ場等の大規模造成工事、原子力発電所、LNG地下タンク等相次ぐ大型工事の受注にわきかえり、大量で多様な業務はコンピュータの利用により処理された。

その内容は、設計解析、工程計画、見積り、原価管理、出来高管理、営業情報処理、人事・給与管理等とあらゆる業務を網羅している。最近では、大型コンピュータはもとより使い勝手のよいパソコン、オフコンの出現により、本支店間コンピュータネットワークやオフィスオートメーション(OA)が進み、LAN(Local Area Network)や社外のVAN(Value Added Network)等との通信ネットワークによる情報処理に及んでいる。

一方、Civil Engineering(市民工学)は、自然と人間との限りない対話を追及するものであり、ある時は人知と自然の闘いでもある。したがって、当今の情報化社会においては、コンピュータに助けられた人間がいかに自然と仲良く共存してゆくかを考えなければならない。特に建設業に籍を置く著者は自然の代表作である土の挙動に昔から興味を持っており、圧密現象をシミュレートするモデルを考えたり、施工時に土構造物を手際よく構築しようとして工程計画についても研究を試みたこともあった。

その後しばらくコンピュータ行政等のマネジメントに忙殺され研究を中断していたが、土構造物の事前挙動予測と施工中実際に生じている挙動との相違により、思わぬ事故や施工の遅れを生じさせている現状に鑑み、数年前から研究を再開したものである。たまたま、本支店間のコンピュータネットワークも完成し

た時期であり、本論文はこれの高度利用による情報施工について考究したものである。

第1編 第2章では従来から用いられている簡易予測手法及び二次元線形弾性 FEM 解析を用いて軟弱地盤を対象とする 11 現場について予測解析値と実測値との比較を行い、これらの予測手法では施工手順を考慮することが難しい上、実際の土構造物の挙動をあまりよい精度では表現できないことを実例を挙げて示した。

第3章では、有効応力概念に基づく FEM 解析及び土の構成モデルに関する従来の研究を概観したのち、著者らが開発した透水を考慮した三次元弾・粘塑性 FEM 解析プログラム (LIMDAC-3D) を 4 現場に適用しその実用性検討を実施した。その結果 LIMDAC-3D は土構造物の初期状態から極限状態に至るまで施工手順を考慮して統一的に解析できることを示し、パラメータを正確に算定できれば施工安全管理の武器として有効であることを明らかにした。

第2編 第6章では従来の計測管理システム及び情報化施工システムに関する研究を調査し、問題点を洗い出している。

第7章では、計測配置計画を含めたフィードバック手法としての FEM 弾性圧密逆解析プログラムを開発し、そこから得られるパラメータから関口・太田によるモデルに必要な弾塑性パラメータを推定する方法を提案した。また、盛土の破壊予測法を提案するとともに施工安全管理への応用について考察を行った。

第8章では、安価で人手のかからない計測システムの概念作成を含めたコンピュータネットワークシステムの構築を行い、リアルタイムに次工程の挙動予測と対策の立案及びその実施が行える体系を開発した。

第3編 第11章では、感圧導電ゴムを用いた安価な土圧計及び間隙水圧計を開発し、種々の室内実験で感圧導電ゴムの特性を明らかにした。

第12章では、金沢大学移転先造成盛土工事及び千葉県平川カントリークラブ新設工事隣接盛土における現場実験を行い、感圧導電ゴムを利用した土圧計の精度及び耐久性の検討を行い、実用性の目処をつけた。

第13章では、検出器の価格が比較的安価で、精度も良好な上、増幅器が不要という利点を有するポテンショメータを利用した沈下計及び変位計のシステム設計を行い、実際に開発を行う場合の資料とした。

第14章では、自動計測システムのシステム設計を行った。

最後に、本研究で得られた主な結論を以下にまとめて結言とする。

- (1) 仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析プログラム (LIMDAC-3D) を用いれば地盤挙動の初期の状態から極限状態まで正確に、シミュレートでき、事前予測にそして施工時安全管理に有効である。ただし、入力パラメータのすべてを事前に推定するのは難しく、施工中観測される挙動から逐次補正してやるのが好ましく、そのためには情報施工を現場に定着させる必要がある。
- (2) 情報施工を実施するのに必要な観測データのフィードバック手法としては、二次元弾性圧密逆解析 (BACCHUS) から得られる弾性パラメータを参考に弾塑性パラメータの補正 (SOMBAC) を行いながら、LIMDAC-3D を用いるのが良い。LIMDAC-3D は、限界状態まで正確に予測できるので現状が破壊に至るまでどれ位余裕があるのか常に把握できる利点がある。
- (3) 上述のフィードバック手法を用いて施工安全管理を全社的に実施するため本店ホストコンピューター-支店サテライトコンピューター-現場パーソナルコンピューターを結んだネットワークシステムを構築し、リアルタイムに情報施工を実施することが可能となった。
- (4) 大規模でかつ安価な現場計測が行えるように、計測器及び計測システムのコストダウンの可能性を示した。その一例として感圧導電ゴムを用いた土圧計、間隙水圧計を開発し、実用化への目処を示した。また、ポテンシオメータを用いた沈下計、変位計及び12ビット A/D 変換器及び8ビット CPU ポケットコンピューターを主体とした計測システムのシステム設計と試算を行い実用化の方向付けを行うと共に実施時の参考資料とした。

謝 辭

本論文は、著者が鹿島建設(株)情報システム部在職中25年間に行った研究開発、プログラム開発及び技術開発の成果を「コンピュータネットワークを利用した土構造物の情報施工」という観点からとりまとめたものです。

著者はまず本論文をとりまとめるにあたり終始貴重な御意見・御指導を賜った京都大学教授畠昭治郎博士に深く感謝いたします。さらに、同教授から本論文の今後の展開としてエキスパートシステムと結合して現場への実用化を図れば良いという御示唆を賜りました。著者らは、昭和58年からエキスパートシステムの開発にも着手しており、すでに6システムが完成してますが、今一步実用化に至っていませんでした。畠教授の御示唆でこの方面にも光明を見出した思いです。

本論文は、土木学会会長石川六郎博士から頂いた「これまでの成果をとりまとめて論文にしてみても」という一言により開始したもので、日常業務に忙殺され、ともすれば執筆が滞りがちな著者を終始励まして頂きました同博士に深甚の謝意を捧げるものです。

本研究の各論のほとんどは金沢大学教授太田秀樹博士の御指導を頂いて実施したもので、特に地盤の極限状態の解析に対して仮想粘性法を導入することや関口・太田によるモデルに必要な弾塑性パラメータの推定法における考察では貴重な示唆を頂きました。また、土圧計の開発においても、感圧導電ゴムを用いることを示唆して頂くとともに室内実験・現場実験を実施するにあたり、つきっきりで御指導を頂きました。本論文は同教授の御指導なしには完成し得なかったものと考えており、太田教授に深く感謝いたします。

最後に、本研究を遂行するにあたり常に討議に加わるとともに、膨大な一連の参考文献の収集整理と、灼熱の中での実験を手伝ってくれた鹿島建設(株)情報システム部開発課課長松本喬氏をはじめ同課の諸氏に感謝いたします。また、本論文の印刷にあたり鈴木淳子嬢の手を煩わせたことに謝意を表するとともに、本論文作成にあたり側面から常に支えてくれた妻房子にも紙面を借りて感謝の意を表したいと思います。

